



**José Filipe
Miranda Melo**

**Influência do escorregamento na resposta cíclica
de elementos de BA**



**José Filipe
Miranda Melo**

**Influência do escorregamento na resposta cíclica
de elementos de BA**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Prof. Doutor Humberto Varum, Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e do Prof. Doutor António Arêde, Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Aos meus pais pelo exemplo e namorada pelo incentivo e paciência.

o júri

presidente

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa

Professor catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

Professor auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor António José Coelho Dias Arêde

Professor auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

agradecimentos

A realização deste trabalho só foi possível com o apoio e incentivo que me foi proporcionado por professores, amigos e família, ficando aqui os meus mais sinceros agradecimentos.

Agradeço em primeiro lugar ao Professor Humberto Varum, meu orientador, pelo encaminhamento, disponibilidade, persistência, incentivo e ensinamentos prestados, bem como do seu sempre presente optimismo e amizade demonstrada durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor António Arêde, meu co-orientador, pelos conhecimentos transmitidos, disponibilidade e dedicação partilhada durante a realização desta dissertação.

Ao Professor Aníbal Costa pelos conhecimentos e ensinamentos transmitidos no âmbito das estruturas de betão armado, que ajudaram no desenvolvimento deste trabalho.

Um agradecimento especial à Engenheira Catarina Fernandes pela disponibilidade, apoio, dedicação e amizade prestada durante o desenrolar do trabalho.

Ao Engenheiro Hugo Rodrigues pelo apoio, paciência, incentivo e principalmente pelo esclarecimento de dúvidas sobre o programa de análise não linear.

Ao Guilherme Carlos pelo apoio, incentivo e especialmente pelo companheirismo e amizade demonstrado ao longo de todo o desenvolvimento do trabalho.

Ao Tiago Rodrigues pela paciência e amizade que permitiu superar alguns momentos de desânimo e frustração.

Ao Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia do Porto, sem o qual não seria possível a realização do ensaio da viga.

Agradeço também aos amigos e familiares, e em especial os meus pais e namorada, que conviveram comigo diariamente, pela boa disposição, paciência e apoio demonstrado para o êxito deste trabalho.

palavras-chave

Estruturas de betão armado; aderência aço-betão, armadura lisa, comportamento cíclico, análise numérica

resumo

Sismos recentes têm demonstrado que um número significativo de estruturas existentes de betão armado não está preparado para resistir à acção sísmica. Entre outras, o escorregamento das armaduras surge como uma das principais causas de dano e colapso destes edifícios, sendo particularmente importante em estruturas antigas construídas com armadura lisa.

O presente trabalho aborda o problema do escorregamento das armaduras em estruturas de edifícios de betão armado construídos até aos 70 com armadura lisa. Neste âmbito, é feita uma revisão bibliográfica sobre o trabalho experimental e numérico realizado sobre esta temática. Este trabalho centra-se na análise numérica desenvolvida sobre o comportamento cíclico de elementos de betão armado com armadura lisa considerando em particular o fenómeno do escorregamento.

Os modelos numéricos apresentados foram desenvolvidos com recurso a uma plataforma aberta de análise não linear de estruturas (*OpenSees*). Os efeitos do escorregamento foram introduzidos nos modelos desenvolvidos através da utilização de modelos disponíveis no *OpenSees* para esse efeito. São apresentados os resultados da modelação numérica de uma viga de betão armado com armadura lisa, de dois tramos previamente ensaiada sob cargas cíclicas. Os resultados experimentais disponíveis foram utilizados para calibrar o modelo numérico. O confronto entre estes e os resultados numéricos permitiu avaliar a influência do escorregamento na resposta cíclica da viga, e a importância da consideração deste fenómeno no modelo com vista a uma representação mais rigorosa do comportamento deste tipo de elementos estruturais.

Para além da modelação da viga, é apresentada a modelação de quatro nós viga-pilar representativos de estruturas existentes de betão armado. Um dos nós é realizado com armadura nervurada e os outros três com armadura lisa. Com o objectivo de preparar e prever o comportamento dos nós em ensaios a realizar sob a acção de cargas cíclicas, desenvolveu-se um modelo numérico representativo do cada nó para avaliar a influência do escorregamento na sua resposta.

keywords

Reinforced concrete structures, bond-slip, smooth bars, cyclic behaviour, numerical analysis

abstract

Recent earthquakes have shown that an important number of existing reinforced concrete structures are not prepared to resist seismic actions. Among others, bond-slip is one of the most common causes of damage and collapse of reinforced concrete structures during earthquakes. This mechanism is particularly important in old structures built with smooth reinforcing bars.

The present work is focused on the bond-slip mechanism in reinforced concrete structures built before the 70s with smooth bars, and consists in two main parts. First, as a background, it is presented a summary of the existing experimental and numerical work concerning this topic. After, it is presented the numerical work developed concerning the cyclic behaviour of reinforced concrete elements built with smooth bars considering particularly the influence of the bond-slip mechanism.

The numerical models adopted were developed in the *OpenSees*, an open platform for nonlinear structural analysis. A material model available in *OpenSees* was used to simulate bond-slip mechanism.

Are presented the main results of the numerical model of a reinforced concrete beam built with smooth bars, with two spans and simply supported. The beam had been tested under vertical cyclic loading until its collapse and the obtained experimental results were used to calibrate the numerical model. The confrontation between experimental and numerical results allowed evaluate the bond-slip influence in the cyclic response of RC elements with smooth round bars. The inclusion of this behaviour mechanism in the numerical models is essential to get an accurate simulation of the real behaviour of this kind of structural elements.

In this thesis are also presented the main results of the numerical modelling of four beam-column joints, representative of typical reinforced concrete structures, one with ribbed reinforcing bars and three with smooth bars. The joints will be tested under constant axial load in the column and cyclically imposed horizontal displacements. With these preliminary numerical studies it is aimed to support the preparation of the tests, namely in the prediction of the cyclic response, maximum forces and deformations, and in the assessment of the bond-slip mechanism influence.

Índice geral

Índice de figuras	v
Índice de tabelas	ix

Capítulo 1

1. Introdução	1
1.1. Introdução	1
1.2. Motivação	2
1.3. Objectivos	2
1.4. Estratégia	2
1.5. Estrutura da dissertação	3

Capítulo 2

2. Análise do comportamento da ligação aço-betão	5
2.1. Introdução	5
2.2. Principais causas de dano e colapso de edifícios de betão armado devido à sísmica	6
2.3. Estudos experimentais realizados	7
2.4. Estratégias de modelação do comportamento não linear de estruturas de betão armado	9
2.5. Modelos de comportamento dos materiais e do mecanismo de aderência	12
2.5.1. Betão	12
2.5.2. Aço	14
2.5.3. Aderência aço-betão	15
2.6. Modelos numéricos para o escorregamento	19
2.7. Ferramentas de análise não linear de estruturas porticadas de betão armado	23
2.8. Comentários finais	24

Capítulo 3

3. Apresentação da ferramenta numérica de análise estrutural - <i>OpenSees</i>	25
3.1. Modelos materiais	25
3.1.1. Modelo do betão e do aço	25

3.1.2. Modelo do aço <i>Bond_SP01</i>	26
3.1.3. Modelo do aço <i>BarSlip</i>	27
3.2. Modelos de elementos	28
3.3. Comentários finais	31

Capítulo 4

4. Resposta cíclica de uma viga de dois tramos	33
4.1. Descrição geral do ensaio realizado	33
4.2. Critério e parâmetros utilizados	34
4.3. Apresentação e discussão dos resultados numéricos	37
4.3.1. Relação força-deslocamento	38
4.3.2. Energia dissipada	41
4.3.3. Evolução dos diagramas de momentos	42
4.3.4. Relação momento-curvatura	44
4.3.5. Evolução da posição do eixo neutro	45
4.3.6. Diagramas tensão-extensão	46
4.3.7. Relação força-rotação nos apoios	48
4.3.8. Esforços de corte	48
4.4. Simulação do efeito do escorregamento pelo coeficiente de escorregamento	49
4.5. Influência do escorregamento na resposta da viga	50
4.6. Considerações finais	52

Capítulo 5

5. Resposta de nós viga-pilar	53
5.1. Descrição geral dos nós viga-pilar	53
5.2. Critério e parâmetros utilizados	55
5.3. Apresentação e discussão dos resultados numéricos	58
5.3.1. Provete PR1	59
5.3.1.1. Relação força-drift	59
5.3.1.2. Energia dissipada	62
5.3.1.3. Relação momento-curvatura	63
5.3.1.4. Evolução das forças nos apoios	64
5.3.1.5. Variação do esforço axial no pilar	65
5.3.1.6. Evolução dos deslocamentos do nó	66
5.3.1.7. Diagramas de tensão e de extensão	66

5.3.1.8. Variação da posição do eixo neutro.....	69
5.3.2. Provete PR4	69
5.3.3. Resumo dos resultados numéricos.....	71
5.4. Considerações finais	72
 Capítulo 6	
6. Conclusões e propostas de possíveis trabalhos futuros	75
6.1. Conclusões.....	75
6.2. Propostas de possíveis trabalhos futuros	76
 Referências bibliográficas	 77

Índice de figuras

Figura 1: Causas de danos frequentes em edifícios: a) inadequada sobreposição; b) detalhe inadequado das armaduras no nó; c) escorregamento da armadura	6
Figura 2: Danos devidos a: a) efeito do mecanismo pilar curto; b) falta de armadura transversal	6
Figura 3: Danos provocados por: a) ligações nos nós incorrectas; b) “soft storey”; c) mecanismo viga forte - pilar fraco.....	6
Figura 4: Modelos estruturais: a) macro-elemento de barra com 6 graus de liberdade; b) Idealização das rótulas plásticas num pórtico	10
Figura 5: Discretização de uma secção de um elemento linear	11
Figura 6: Idealizações do diagrama tensão-extensão do betão: a) Chan; b) Baker e Amarakone; c) Roy e Sozen; d) Soliman e Yu; e) Sargin <i>et al.</i> ; f) Kent e Park; g) EC2; h) Guedes – adaptado de Park e Paulay	13
Figura 7: Diagrama monotónico tensão-extensão do aço segundo o EC2 (2004); a) aço laminado a quente; b) aço endurecido a frio; c) Lei constitutiva para carregamentos cíclicos	14
Figura 8: Resistência mecânica numa barra lisa.....	16
Figura 9: Curva monotónica típica de tensão de aderência-escorregamento	17
Figura 10: Curva teórica de aderência-escorregamento.....	18
Figura 11: Deformação com escorregamento dos materiais constituintes.....	20
Figura 12: Idealizações do comportamento do aço: a) correcção da lei constitutiva do aço; b) relação tensão-escorregamento para armadura nervurada; c) relação tensão-escorregamento para armadura lisa	21
Figura 13: Diagramas: a) comparação da tensão de aderência-escorregamento entre armadura lisa e nervurada; b) relação entre a extensão do aço e a extensão do betão	22
Figura 14: Modelos que consideram escorregamento disponíveis no <i>OpenSees</i> : a) <i>beamColumnJointElement</i> ; b) <i>zero-length section element</i>	24
Figura 15: Relação tensão-extensão: a) <i>concrete02</i> ; b) <i>steel02</i>	25
Figura 16: Curvas idealizadas: a) relação tensão no aço-escorregamento para varões perfeitamente ancorados; b) regras histeréticas para a relação tensão no aço – escorregamento para varões perfeitamente ancorados	26
Figura 17: Distribuição da tensão de aderência e do varão na ancoragem no nó	27
Figura 18: Elemento <i>beamColumnJoint</i>	30
Figura 19: Elemento de barra: <i>beamWithHinges</i> inicial	30
Figura 20: Elemento de barra: <i>beamWithHinges</i> melhorado	31
Figura 21: Aspectos da viga: a) vista geral do ensaio da viga; b) secção transversal da viga	33
Figura 22: Esquema geral da aplicação das cargas.....	34
Figura 23: Relação tensão-extensão do betão usada no modelo	35

Figura 24: Pormenores: a) rótula plástica a meio vão do tramo direito; b) rótula plástica no apoio central; c) pormenor do apoio da esquerda	36
Figura 25: Esquema geral da viga adoptado na modelação.....	36
Figura 26: Lei de deslocamentos impostos	37
Figura 27: Relação força-deslocamento: a) tramo esquerdo; b) tramo direito	38
Figura 28: Relação força-deslocamento a meio vão nos dois tramos.....	39
Figura 29: Evolução da força aplicada a meio vão: a) tramo esquerdo; b) tramo direito.....	39
Figura 30: Evolução de dano: a) tramo da esquerda; b) tramo da direita.....	40
Figura 31: Evolução da energia dissipada no tempo	42
Figura 32: Evolução dos momentos nas rótulas plásticas	43
Figura 33: Relação momento-curvatura nas rótulas plásticas	45
Figura 34: Evolução da posição do eixo neutro: a) secção a meio vão do tramo esquerdo; b) secção sobre o apoio central; c) secção a meio vão do tramo direito	45
Figura 35: Diagramas tensão-extensão na secção a meio vão do tramo esquerdo: a) betão; b) aço.....	46
Figura 36: Diagramas tensão-extensão na secção do apoio central: a) betão; b) aço	47
Figura 37: Relação força-rotação nos apoios dos extremos da viga: a) apoio esquerdo; b) apoio direito.....	48
Figura 38: Evolução dos esforços de corte nos apoios no tramo esquerdo	49
Figura 39: Relação força-deslocamento a meio vão: a) tramo esquerdo; b) tramo direito.....	50
Figura 40: Evolução da energia dissipada considerando o coeficiente de escorregamento para simular o escorregamento	50
Figura 41: Relação força-deslocamento a meio vão considerando aderência perfeita: a) tramo esquerdo; b) tramo direito.....	51
Figura 42: Evolução da energia dissipada sem considerar o fenómeno do escorregamento	51
Figura 43: Esquema dos provetes dos nós viga-pilar: a) esquema de ensaio; b) disposição da armadura	54
Figura 44: Relação tensão-extensão do betão usado no pilar de PR1	56
Figura 45: Configuração adoptada: a) modelo de nó rígido; b) modelo <i>beamColumnJoint</i>	57
Figura 46: Identificação das rótulas plásticas.....	57
Figura 47: Lei de deslocamentos horizontais impostos no todo do pilar	58
Figura 48: Influência do escorregamento na relação força-drift, sem efeitos de segunda ordem e para o modelo de nó rígido, para um nível de escorregamento: a) elevado; b) médio.....	59
Figura 49: Influência dos efeitos de segunda ordem - Relação força-drift, com efeitos de segunda ordem e para o modelo de nó rígido, para um nível de escorregamento: a) elevado; b) médio	60

Figura 50: Influência do escorregamento na relação força-drift, sem efeitos de segunda ordem e para o modelo <i>beamColumnJoint</i> , para um nível de escorregamento: a) elevado; b) médio	61
Figura 51: Influência dos efeitos de segunda ordem - Relação força-drift, com efeitos de segunda ordem e para o modelo <i>beamColumnJoint</i> , para um nível de escorregamento: a) elevado; b) médio.....	61
Figura 52: Evolução dos danos segundo o modelo de nó rígido	62
Figura 53: Influência do escorregamento e dos efeitos de segunda ordem na evolução da energia dissipada: a) modelo de nó rígido; b) modelo <i>beamColumnJoint</i>	62
Figura 54: Relação momento-curvatura para o modelo de nó rígido: a) pilar inferior (PI); b) pilar superior (PS).....	63
Figura 55: Relação momento-curvatura para o modelo de nó rígido: a) viga esquerda (VE); b) viga direita (VD)	64
Figura 56: Evolução da força no topo do pilar para o modelo de barras elásticas: a) com efeitos de 2ª ordem; b) sem efeitos de 2ª ordem	64
Figura 57: Evolução das reacções nos apoios da viga para o modelo de barras elásticas: a) apoio esquerdo; b) apoio direito	65
Figura 58: Evolução do esforço axial no pilar para o modelo de nó rígido: a) com efeitos de 2ª ordem; b) sem efeitos de 2ª ordem.....	65
Figura 59: Deslocamentos do nó central para o modelo de nó rígido: a) evolução do deslocamento vertical; b) trajectória do centro do nó.....	66
Figura 60: Diagramas tensão-extensão no aço para o modelo de nó rígido: a) armadura superior em VE; b) armadura inferior em VE.....	68
Figura 61: Evolução da posição do eixo neutro para o modelo de nó rígido: a) rótula PI; b) rótula VE.....	69
Figura 62: Resultados numéricos para N=300kN: a) relação força-drift; b) evolução da energia dissipada.....	70
Figura 63: Relação momento-curvatura para o modelo <i>beamColumnJoint</i> : a) pilar inferior (PI); b) viga esquerda (VE).....	70
Figura 64: Resultados dos numéricos para N=200kN: a) relação força-drift; b) evolução da energia dissipada	71
Figura 65: Relação momento-curvatura para o modelo <i>beamColumnJoint</i> : a) pilar inferior (PI); b) viga esquerda (VE).....	71

Índice de tabelas

Tabela 1: Parâmetros usados na definição da relação tensão de aderência-escorregamento para varões lisos.....	22
Tabela 2: Características mecânicas do betão adoptadas na modelação da viga	35
Tabela 3: Mapa de danos na viga	41
Tabela 4: Comparação do momento resistente obtido segundo o EC2 e o modelo numérico	43
Tabela 5: Evolução do digrama de momentos com os danos observados	44
Tabela 6: Evolução do perfil de tensões e extensões na secção a meio vão do tramo esquerdo.....	47
Tabela 7: Características geométricas das secções transversais	54
Tabela 8: Nível de esforço axial e deslocamentos máximos	55
Tabela 9: Características mecânicas do betão adoptadas na modelação dos nós.....	55
Tabela 10: Propriedades mecânicas consideradas para o aço.....	56
Tabela 11: Perfis de tensão e extensão nas rótulas plásticas das vigas.....	67
Tabela 12: Perfis de tensão e extensão nas rótulas plásticas dos pilares	68
Tabela 13: Resumo dos resultados numéricos.....	72
Tabela 14: Esforço transversal resistente obtido segundo o EC2 e máximo actuante.....	73

1. INTRODUÇÃO

1.1. Introdução

O betão armado tem sido nas últimas décadas a solução estrutural mais utilizada em Portugal e na Europa. Com a evolução das características dos materiais e regulamentos cada vez mais exigentes proporcionam edifícios menos vulneráveis às acções cíclicas. O facto de se passar a usar armadura nervurada, em vez da lisa, fez com que a aderência aço-betão aumentasse consideravelmente, melhorando a resposta cíclica das estruturas.

Predominantemente, os edifícios construídos até aos anos 70 são realizados com armadura lisa, demonstrando capacidade insuficiente para as acções cíclicas, nomeadamente os sismos. Este facto deve-se principalmente à não regulamentação da época sobre análise sísmica, utilização de armadura lisa e de materiais com menor resistência.

A avaliação da vulnerabilidade de um edifício só é atingível recorrendo a ferramentas numéricas que simulem o comportamento das estruturas. A questão está na escolha da ferramenta que simule os fenómenos que ocorrem e no modelo idealizado para a estrutura. Só com uma ponderação entre estes dois factores se poderá obter resultados aceitáveis. A consideração do escorregamento é essencial na modelação, e muitas vezes é desprezado, admitindo-se aderência perfeita entre o aço e o betão, tornando-se mais grave no caso de armadura de aderência normal (lisa).

Na literatura actual existem poucos estudos sobre a aderência aço-betão, sendo actualmente necessário o desenvolvimento de métodos e ferramentas capazes de reproduzir a lei tensão de aderência-escorregamento para varões lisos. Só assim, se poderá realizar avaliações estruturais cuidadas e que demonstrem o comportamento efectivo da estrutura.

É uma necessidade a requalificação do parque edificado pré-1970, no entanto, a requalificação só tem sentido com avaliação estrutural a acções sísmicas, tornando a estrutura capaz de resistir a acções horizontais com pequenos reforços. Esta tem de ser a atitude a assumir nas requalificações, uma vez que, por vezes os reforços necessários têm um custo insignificante comparado com o montante necessário para o resto da intervenção, evitando no futuro prejuízos avultados, e até mesmo vítimas humanas, aquando da ocorrência de um sismo.

1.2. Motivação

De acordo com estudos existentes, a consideração da degradação da aderência aço-betão, nomeadamente do escorregamento das armaduras, na análise de estruturas de betão armado, conduz a resultados mais próximos da realidade. No entanto, a maioria das ferramentas de análise estrutural não têm em conta este mecanismo.

A maioria do trabalho de investigação realizado nesta área concentra-se no problema da degradação de aderência em elementos construídos com armadura nervurada, representativos da construção mais recente. Existe assim a necessidade de um estudo mais aprofundado para elementos construídos com armadura lisa. Esta necessidade é mais importante ao nível do desenvolvimento de modelos numéricos que permitam simular o comportamento da aderência aço-betão e que possam ser implementados na análise das estruturas de forma a ser contabilizado o seu efeito no seu comportamento.

1.3. Objectivos

O trabalho apresentado tem como objectivo principal a análise da influência que o escorregamento das armaduras tem no comportamento cíclico de elementos de betão armado construídos com armadura lisa. Para isso, com o recurso a uma ferramenta de análise não linear que tem implementado modelos de escorregamento, procurou-se modelar e calibrar uma viga simplesmente apoiada de dois tramos, e realizar a previsão da resposta cíclica de quatro tipos de provetes nós viga-pilar com diferentes tipos de armadura.

1.4. Estratégia

Para verificar a influência que o escorregamento das armaduras tem no comportamento de elementos de betão armado sujeito à acção de cargas cíclicas, utiliza-se uma ferramenta de análise não linear, *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2007), na qual é possível modelar o escorregamento de diversas formas. Nesta Dissertação vai ser possível comparar os resultados da modelação obtida através do *OpenSees* com os resultados experimentais disponíveis, permitindo assim concluir se a modelação é válida ou não.

Vai-se adoptar os modelos de escorregamento disponíveis na ferramenta numérica e verificar qual o modelo que reproduz de forma mais rigorosa o comportamento dos elementos. Também se fará a modelação sem considerar o escorregamento para perceber-se a

importância que a aderência tem no comportamento de estruturas com armadura lisa quando carregadas ciclicamente.

Para perceber-se o mecanismo da aderência, realiza-se uma breve exposição sobre o conceito da aderência e da sua influência no comportamento de estruturas de betão armado sujeitas a cargas cíclicas, uma revisão geral do trabalho de investigação experimental e numérico existente sobre o assunto, referindo-se ainda as possíveis estratégias para a modelação de estruturas de betão armado contemplando o efeito do escorregamento das armaduras no seu comportamento.

1.5. Estrutura da dissertação

Esta dissertação encontra-se dividida em sete capítulos e diversos subcapítulos. O presente capítulo contém a introdução, motivação, objectivos e estratégia adoptada para alcançar os objectivos propostos.

O capítulo 2 contém o estado da arte sobre escorregamento e alguns estudos experimentais realizados recentemente. Apresenta também modelos numéricos e ferramentas capazes de modelarem o escorregamento.

No capítulo 3 apresenta-se a ferramenta numérica usada nas modelações, bem como dos modelos implementados que simulam o escorregamento, os materiais e os elementos barra utilizados nos casos de estudo.

O capítulo 4 corresponde ao caso de estudo de uma viga simplesmente apoiada de dois tramos, realizada com armadura lisa e ensaiada ciclicamente. Assim, apresentam-se os resultados numéricos calibrados em confronto com os experimentais, evidenciando a influência do escorregamento na resposta cíclica.

No capítulo 5 apresenta-se a previsão do comportamento de quatro tipos de provetes nós viga-pilar interiores, que vão ser ensaiados ciclicamente. Estes provetes têm a mesma geometria, no entanto, as armaduras são diferentes, sendo três de armadura lisa e de armadura nervurada.

Por último, no capítulo 6 apresentam-se as conclusões finais dos estudos realizadas e possíveis propostas de trabalhos futuros.

2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO AÇO-BETÃO

2.1. Introdução

A resposta dos elementos de betão armado a acções cíclicas é fortemente influenciada pelo comportamento da aderência aço-betão, uma vez que é através deste mecanismo que se estabelece a transferência de tensões entre aço e betão. Esta propriedade é ainda responsável pelo comportamento solidário dos dois materiais em termos de deformação, com deslocamento relativo entre ambos nulo, na hipótese de aderência perfeita (Pinheiro e Muzardo 2003). Segundo Fernandes (2000), o comportamento da aderência é geralmente avaliado através da relação tensão de aderência *versus* escorregamento.

As estruturas de betão armado, quando sujeitas à acção sísmica, desenvolvem comportamento não linear material histerético (Cruz *et al.* 2000). Mesmo após o termo do sismo, pode continuar a haver dano na estrutura uma vez que esta continua em vibração até que o amortecimento anule a excitação provocada pelo sismo. Uma das principais causas da degradação de rigidez é o escorregamento da armadura, principalmente nos edifícios construídos até aos anos 70, pois utilizavam-se varões de aço liso que proporcionam menor tensão de aderência.

Caso a aderência entre aço e betão não seja efectiva, ocorre escorregamento da armadura, fazendo diminuir a capacidade de dissipação de energia da estrutura quando sujeita a uma carga cíclica. Devido a este facto, os danos das estruturas são mais elevados, podendo mesmo levar ao colapso, e com isso colocar em risco vidas humanas.

Inicialmente apenas existiam varões de aço macio, de superfície lisa, com tensões de cedência da ordem dos 240 MPa que eram obtidos por laminagem a quente de lingotes de aço de baixo teor de carbono (Pipa 1993). No final da década de 40 foram introduzidos os aços especiais de alta resistência (endurecidos a frio por torção), o que obrigou a uma melhoria das condições de aderência aço-betão, sem o que não seria possível explorar a resistência disponível por questões ligadas com fendilhações excessivas. A classe de resistência normalizada passou a ser a B500 e todos os tipos de armaduras passaram para alta aderência (nervuradas) e soldáveis, deixando de ser normalizados os varões de aço macio e os lisos. Assim, hoje em dia só é permitido o uso de varões nervurados (aderência melhorada).

2.2. Principais causas de dano e colapso de edifícios de betão armado devido à sísmica

Os factores de dano e colapso nas estruturas devido à acção sísmica dividem-se em externos e internos. Os primeiros estão relacionados com o solo e construções adjacentes (por exemplo, liquefacção dos solos), e os segundos com a própria estrutura.

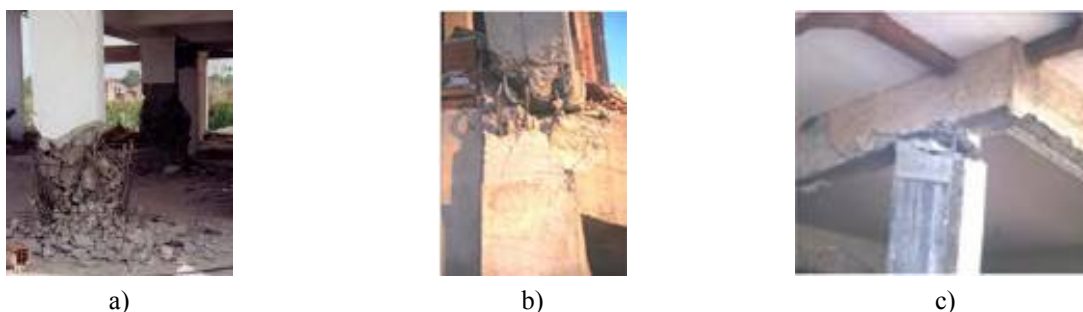


Figura 1: Causas de danos frequentes em edifícios: a) inadequada sobreposição; b) detalhe inadequado das armaduras no nó; c) escorregamento da armadura (Aschheim 2001; Saatcioglu *et al.* 1999)

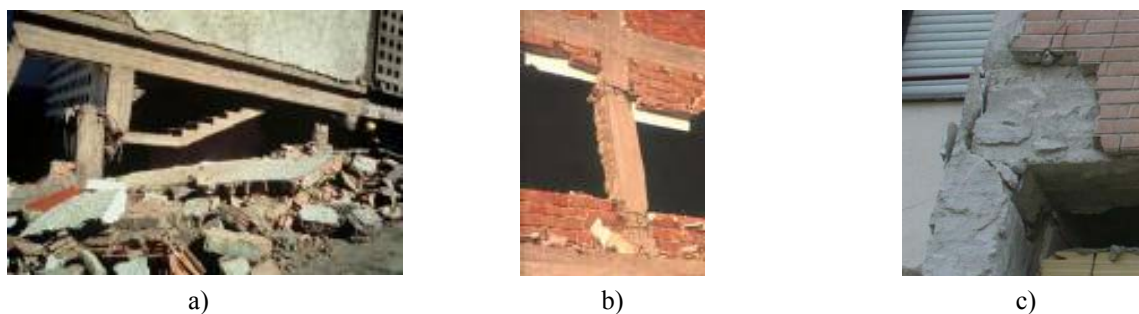


Figura 2: Danos devidos a: a) efeito do mecanismo pilar curto; b) falta de armadura transversal (Aschheim 2001; Bhatt 2007; Verderame *et al.* 2009)

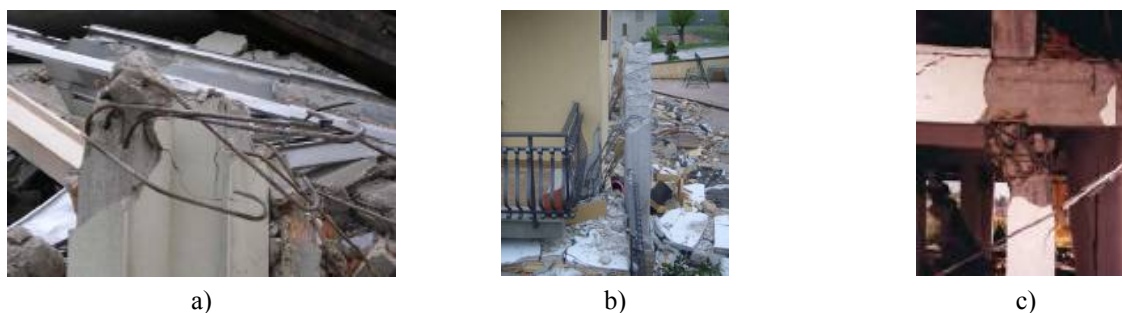


Figura 3: Danos provocados por: a) ligações nos nós incorrectas; b) “soft storey”; c) mecanismo viga forte - pilar fraco (Aschheim 2001; Varum *et al.* 2009)

De acordo com Varum (2003), as causas mais frequentes de danos e colapso de edifícios de betão armado sujeitos à acção sísmica aparecem associadas aos seguintes efeitos/mecanismos:

- Estribos/cintas e confinamento deficitário;
- Ductilidade insuficiente;
- Aderência aço-betão deficitária;
- Ancoragem e sobreposição das armaduras desajustada;

- Inadequada capacidade de resistência ao corte;
- Capacidade resistente à flexão insuficiente;
- Inadequada resistência ao corte em nós;
- Influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas;
- Irregularidades em planta e em altura (mudança brusca das características estruturais e/ou dos elementos);
- Influência dos modos de vibração altos;
- Mecanismo do tipo viga forte - pilar fraco.

O problema da aderência é vital no caso de cargas dinâmicas e assume uma importância ainda maior em elementos de betão armado construídos com armadura lisa, ou seja, nos edifícios mais antigos. Quando uma estrutura é excitada dinamicamente, as ligações que estabelecem a aderência entre o aço e o betão sofrem degradação pondo em causa o funcionamento do conjunto aço e betão, o que leva a uma diminuição da rigidez da estrutura. Nos elementos com armaduras nervuradas, os danos devido ao escorregamento das armaduras distribuem-se ao longo dos elementos mas com maior concentração junto dos nós. Nos elementos com armadura lisa, os danos concentram-se praticamente numa única secção diminuindo a capacidade de dissipação de energia da estrutura.

2.3. Estudos experimentais realizados

Vários autores realizaram ensaios com o objectivo de esclarecer e entender a influência da aderência no comportamento dos elementos de betão armado, podendo-se referir os seguintes estudos experimentais realizados recentemente.

De acordo com Pampanin *et al.* (2002) que realizaram vários ensaios cíclicos em nós viga-pilar com armadura lisa, o uso combinado de varões lisos com sistema de ancoragem de voltas nas extremidades, bem como a falta das devidas considerações na concepção, mostrou-se significativamente crítico, sendo responsável pelos mecanismos de dano no caso dos nós viga-pilar exteriores, onde fontes adicionais de mecanismos de transferência de esforços de corte não se podem desenvolver após a primeira fissura diagonal.

Bamonte *et al.* (2003) realizaram uma série de testes sobre a influência do tamanho dos varões lisos na aderência e concluiu que quanto maior é o diâmetro do varão, menor é a tensão de aderência mobilizada. Concluiu também que quanto mais resistente é o betão, maior é a tensão de aderência.

Com ensaios experimentais pseudo-dinâmicos à escala real de pórticos de três tramos e quatro pisos realizados com armadura lisa, ensaiados no laboratório ELSA, Varum (2003) concluiu que o comprimento das rótulas plásticas correspondia apenas a 40% dos valores empíricos provocado pelo escorregamento da armadura lisa, com concentração de deformação nos nós. Concluiu também que a largura da laje que contribuiu para a resistência à flexão juntamente com a viga é aproximadamente 45% inferior à mencionada nos códigos, devido às fracas características de aderência da armadura usada na laje. Por último, os ensaios confirmaram que as estruturas realizadas com armadura lisa, ancoragens nas extremidades, detalhes e armadura de esforço transversal insuficiente, desenvolvem fissuras prematuras nas extremidades dos varões.

Fabbrocino *et al.* (2004) realizou vários ensaios em nós viga-pilar e concluiu que pelo facto de se usar armadura lisa, devido ao escorregamento, a ductilidade da estrutura pode ser até 40% inferior à de uma estrutura com armadura nervurada. Concluiu também que a rótula plástica concentra-se junto do nó.

Segundo Fabbrocino *et al.* (2005), os varões dobrados levam à ruptura prematura do elemento da secção final, contrariamente à ancoragem rígida que permite o pleno desenvolvimento em flexão, sem qualquer contributo para o escorregamento na carga final. Uma relação específica força-escorregamento no modelo de ancoragem permite fazer uma analogia de uma boa ligação do varão à matriz do betão, tendo em conta os detalhes finais e usando uma relação não linear tensão-deslocamento. Fabbrocino *et al.* (2005) concluíram que o desempenho da ancoragem é função directa do recobrimento do betão, direcção de betonagem, localização e posição das voltas dos varões.

Hertanto (2005) efectuou alguns ensaios em nós interiores e exteriores com armadura lisa e nervurada. Concluiu que nos nós com armadura lisa a ruptura era por corte resultando numa severa degradação da resistência, enquanto nos nós com armadura nervurada, a ruptura era por flexão das vigas.

Cicco *et al.* (2008) relacionam o dano provocado por cargas cíclicas em elementos de betão armado de armadura lisa com a relação L/D , em que L é o espaçamento entre estribos e D o diâmetro dos varões longitudinais. Dos vários ensaios que realizaram variando a relação L/D , verificaram que o comportamento é simétrico em tracção e em compressão quando a

relação é menor que 5. Concluíram também que a resistência e a rigidez de elementos sujeitos a cargas cíclicas são influenciadas pela relação L/D e pelo historial de carregamento.

Eshghi e Zanjanzadeh (2008) estudaram o comportamento cíclico de pilares encastrados em maciços e concluíram que o confinamento e as emendas das armaduras com voltas de 90° nas extremidades (característico dos edifícios antes dos anos 70), nas zonas próximas da base dos pilares (zonas onde ocorrem rótulas plásticas), são insuficientes para as exigências de ductilidade impostas pelas cargas de um sismo.

Kam *et al.* (2009) ensaiaram ciclicamente vários provetes de nós T com armadura lisa, verificaram que quando a rotura se dá pela ancoragem, o momento de rotura obtido experimentalmente corresponde a cerca de 70% do teórico.

Marefat *et al.* (2009) realizaram ensaios em 5 vigas com diferentes secções realizados com armadura lisa, no sentido de averiguar a influência do escorregamento na resposta cíclica das vigas. Em vigas de secção e armadura típicas ($0.30 \times 0.60 \text{ m}^2$) concluíram que o escorregamento da armadura na rótula plástica começa desde muito cedo, que progride até ao final e é responsável por mais de 50% da deformação total, sendo a deformação devida ao escorregamento três vezes superior à deformação por flexão. A rigidez de flexão (EI) obtida experimentalmente corresponde apenas a cerca de 10% da rigidez teórica para a secção não fendilhada com armadura lisa e aproximadamente 25% para armadura nervurada. Verificaram também que as fissuras prolongaram-se num comprimento igual à altura da secção, formando por isso rótulas plásticas com comprimento igual à altura, no entanto a maioria do dano concentra-se numa única fissura.

2.4. Estratégias de modelação do comportamento não linear de estruturas de betão armado

A modelação não linear de estruturas de betão armado pode ser realizada com recurso a modelos globais que concentram o comportamento não linear em rótulas plásticas, ou através de modelos de fibras que se baseiam na discretização de uma secção em elementos ou fibras que estão associados a cada material e apenas com deformação axial (Braz-César *et al.* 2008).

No modelo global, é admitido que as deformações inelásticas estão concentradas junto das extremidades dos elementos, numa determinada extensão, ao longo da qual ocorrem os fenómenos de comportamento não-linear, (ver Figura 4). Segundo Rodrigues (2005), no

modelo de (Varum 1995), é considerado que em cada elemento estrutural as zonas inelásticas estão localizadas junto às extremidades e que, na porção compreendida entre essas zonas, o elemento tem um comportamento elástico e linear. O modelo permite ainda considerar zonas inelásticas com comprimentos distintos nas duas extremidades do elemento. Assim, a idealização do modelo estrutural é realizada considerando um macro-elemento de barra constituído pela associação, em série, de três sub-elementos (ver Figura 4-a). O sub-elemento central tem um comportamento elástico linear, estando ligado em cada uma das extremidades a um sub-elemento com comportamento não-linear. Os sub-elementos extremos servem para representar as zonas inelásticas do elemento, sendo as leis de restituição definidas pelo modelo histerético aplicado aos diagramas momento-curvatura das secções médias destes sub-elementos, com o objectivo de reproduzir os fenómenos histeréticos (Rodrigues 2005).

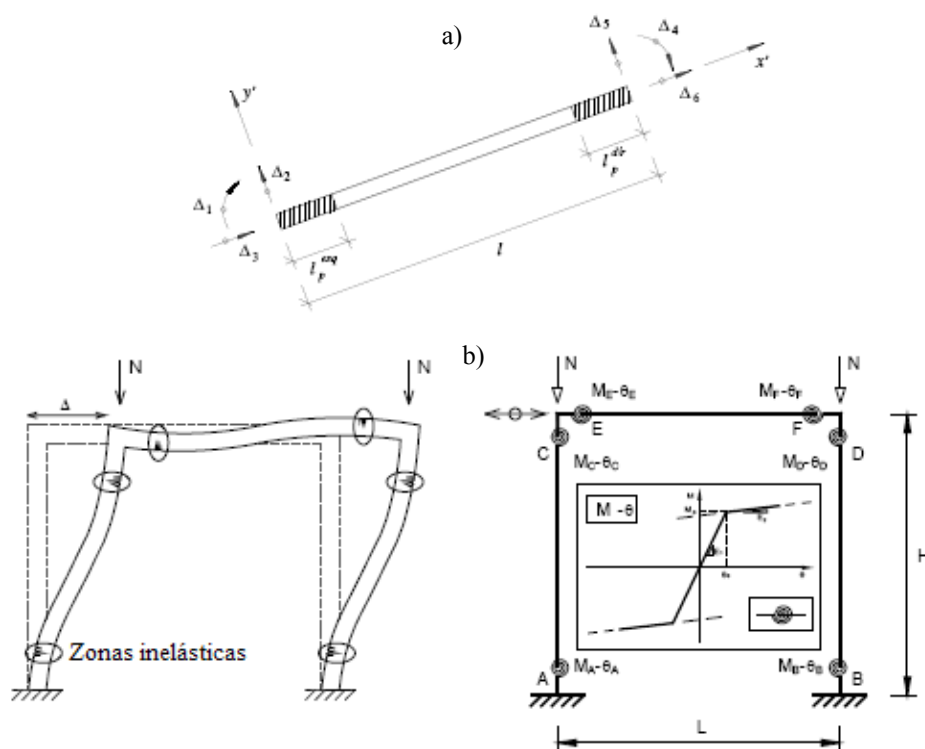


Figura 4: Modelos estruturais: a) macro-elemento de barra com 6 graus de liberdade (Varum 1995);
b) Idealização das rótulas plásticas num pórtico (Braz-César *et al.* 2008)

No modelo global desenvolvido por Arêde (1997), o comportamento não-linear é controlado por um modelo de secção do tipo Takeda trilinear. Para além das secções de extremidade e de uma secção central fixa, são ainda controladas certas secções móveis que permitem definir e actualizar constantemente as zonas plastificadas, fendilhadas e não-fendilhadas dentro do elemento. Para uma dada distribuição de momentos (correspondente a rotações impostas nas extremidades), a posição das secções móveis é devidamente actualizada. Assim, as

distribuições de flexibilidade e de curvatura ao longo do elemento são definidas de acordo com os modelos de secção e, por integração, obtêm-se a matriz de flexibilidade e as rotações de extremidade, respectivamente. Um processo iterativo interno encarrega-se de garantir que uma dada distribuição de curvaturas origina rotações de extremidade compatíveis com as rotações impostas e, atingida a convergência, tanto os comprimentos das zonas plásticas como a progressiva perda de rigidez devida à fendilhação vêm automaticamente definidos.

Segundo Araújo (2007), os modelos globais só apresentam resultados satisfatórios quando o comportamento real da estrutura em análise tende a apresentar um comportamento em ruína com o surgimento de fissuras localizadas em regiões relativamente restritas.

No modelo de fibras, os elementos são discretizados segundo o seu eixo longitudinal em secções e ao nível das secções em fatias (flexão uniaxial) ou filamentos (flexão biaxial) com comportamento uniaxial segundo o seu eixo longitudinal, sendo ignorados os efeitos do esforço transversal. Os varões da armadura podem ser considerados individualmente ou em grupos (Varum 1995). Neste modelo (formulação de Bernoulli) é admitido que as secções se mantêm planas após deformação, o que permite calcular o campo de extensões axiais na secção em função da extensão axial média e das curvaturas segundo os eixos principais.

Segundo Braz-César *et al.* (2008), no modelo das fibras, as leis constitutivas dos materiais têm de reproduzir rigorosamente o seu comportamento real para se obter uma envolvente razoável para a secção em estudo.

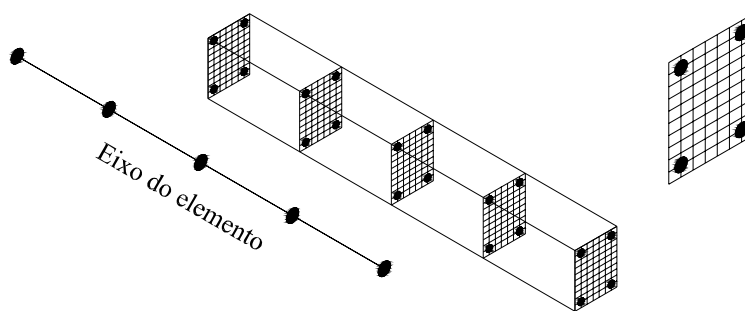


Figura 5: Discretização de uma secção de um elemento linear

De acordo com Cruz *et al.* (2000), o Comité Euro-Internacional du Béton (CEB) sugere que o modelo numérico designado por modelo de fibras constitui o melhor compromisso entre o rigor da simulação dos efeitos não lineares em estruturas porticadas reticuladas sob acções cíclicas, e a eficiência computacional. Dos fenómenos que são possíveis simular com este modelo destacam-se (Cruz *et al.* 2000): o efeito da degradação de rigidez e de resistência do

betão armado; o efeito do confinamento do betão pela armadura; o efeito do estreitamento dos diagramas histeréticos (efeito de *pinching* da nomenclatura Inglesa); e, o efeito de encurvadura dos varões longitudinais. Na Figura 5 pode ver-se a discretização de uma secção.

A eficácia dos modelos de fibras foi verificada, por exemplo, por Braz-César *et al.* (2008). Os autores realizaram a modelação numérica de um pórtico conforme a Figura 4-b) recorrendo a três modelos globais (Takeda tetralinear, Takeda trilinear e Clough) e a um modelo de fibras. A comparação dos resultados numéricos dos vários modelos com os resultados experimentais mostrou que os resultados do modelo de fibras eram os que mais se aproximavam destes, confirmando assim que o modelo de fibras traduz com maior rigor o comportamento do pórtico.

2.5. Modelos de comportamento dos materiais e do mecanismo de aderência

No dimensionamento de estruturas de betão armado sujeitas apenas à acção de cargas estáticas, é suficiente considerar que os materiais trabalham em regime linear. No entanto, para carregamentos cíclicos, o betão armado exhibe um comportamento não linear histerético, devendo aplicar-se as respectivas leis de comportamento não linear dos materiais e considerar os factores que podem influenciar o comportamento da estrutura, entre os quais a aderência.

2.5.1. Betão

Para carregamento cíclico, o betão demonstra comportamento não linear histerético, que se caracteriza pela degradação das suas propriedades com os ciclos carga-descarga. Através do diagrama de carregamento cíclico, pode obter-se uma envolvente, que corresponde aproximadamente à curva obtida para o carregamento monotónico.

Para o betão confinado por estribos rectangulares, Park e Paulay (1974) fazem referência a seis propostas de diferentes autores para a idealização do diagrama tensão-extensão, ilustradas na Figura 6 – a) a f).

Segundo o Eurocódigo2 (CEN 2004b) a relação tensão-extensão para o cálculo de secções transversais pode ser obtida através do diagrama parábola-rectângulo ou do diagrama bilinear para o betão comprimido. Na análise estrutural não linear usa um módulo de

elasticidade médio, que corresponde ao declive da recta que passa na origem e na ordenada correspondente a 40% da tensão de compressão (Figura 6-g). Segundo o Eurocódigo8 (CEN 2004a) a análise não linear deve compreender, no mínimo, uma aproximação bilinear do comportamento dos materiais, correspondente à rigidez elástica das secções fendilhadas.

De acordo com o EC2 (2004), para o betão confinado a relação tensão-extensão é corrigida concedendo resistência e extensão última mais elevada ao betão confinado. No entanto, esta correcção só é válida para o diagrama parábola-rectângulo.

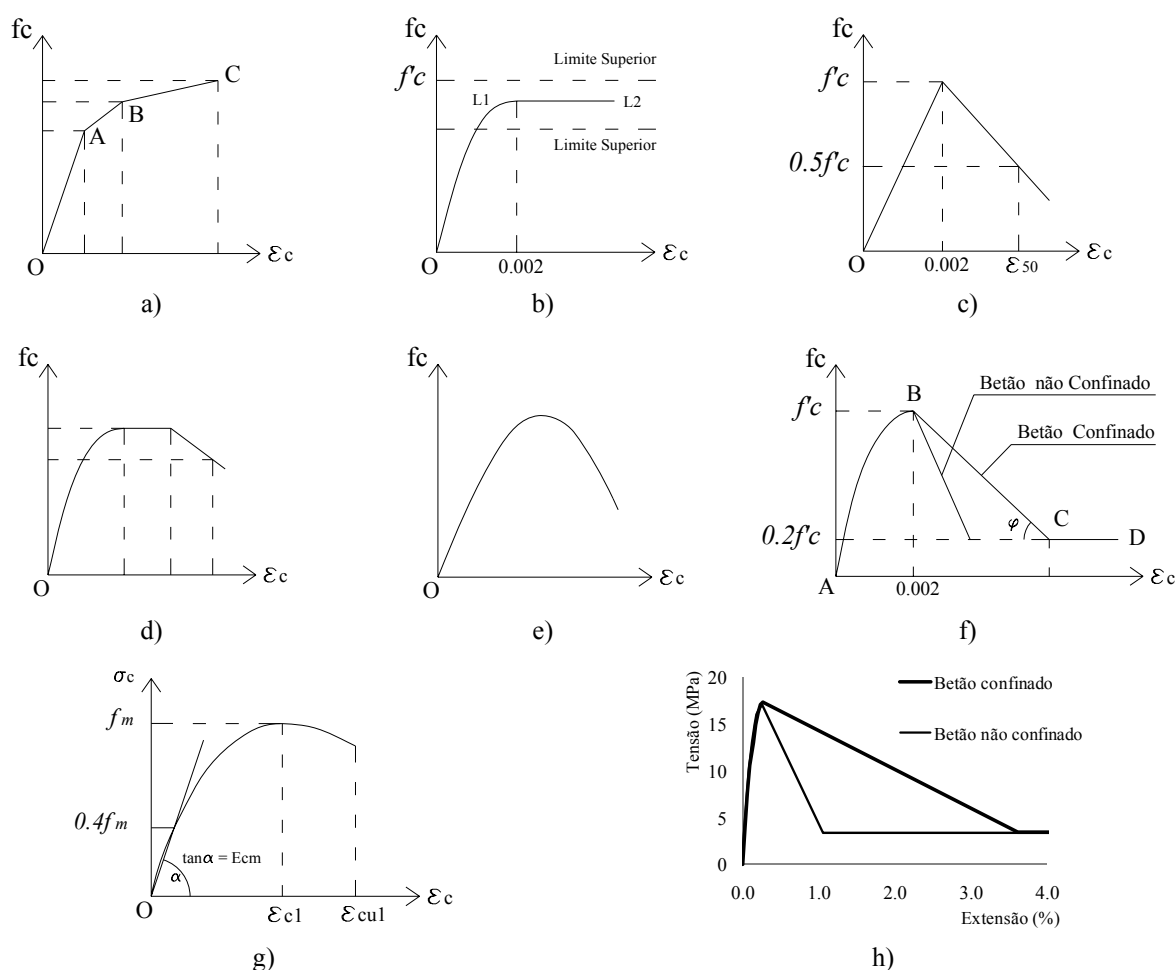


Figura 6: Idealizações do diagrama tensão-extensão do betão: a) Chan (1955); b) Baker e Amarakone (1964); c) Roy e Sozen (1964); d) Soliman e Yu (1967); e) Sargin *et al.* (1971); f) Kent e Park (1971); g) EC2 (2004); h) Guedes (1997) – adaptado de Park e Paulay (1974)

Segundo Guedes (1997), para carregamento monotónico, a correcção das características do betão confinado tem em conta o grau de confinamento do betão. A armadura transversal nos elementos de betão armado contribui para que seja criada uma tensão de confinamento, impedindo a expansão lateral quando o elemento é sujeito a esforços de compressão. Assim, a correcção vai depender das características da secção transversal, da armadura e do valor da

resistência à compressão do betão presente em cada elemento, podendo ainda considerar-se uma tensão residual de 20% da tensão máxima, como sugerido por Park e Paulay (1974). Na Figura 6-h é apresentado um exemplo que demonstra a diferença, em termos de diagrama de tensões-extensões, entre o betão confinado e não confinado, considerando tensão residual.

Neste modelo a tensão uniaxial *versus* comportamento do carregamento segue uma lei empírica baseada em regras adaptadas para o betão sob cargas monótonas de compressão, contendo dois ramos seguindo leis do tipo Hognestad (Hognestad 1951). O primeiro ramo é definido por um polinómio de segundo grau e o segundo por uma recta decrescente que representa a perda de capacidade resistente.

2.5.2. Aço

No que respeita às características do aço, o EC2 (2004) define tensão de cedência (ou a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%) e resistência à tracção, como o valor característico da força de cedência e o valor da força máxima em tracção simples, respectivamente, divididos pela área nominal da secção transversal, (ver Figura 7-a).

No modelo presente em Guedes (1997) a envolvente monotónica do aço é constituída por três ramos: um ramo elástico definido pelo módulo de elasticidade longitudinal do aço; um ramo intermédio correspondente ao patamar de cedência, sendo a tensão constante e extensão crescente; e, um ramo correspondente ao endurecimento isotrópico definido por um polinómio do quarto grau.

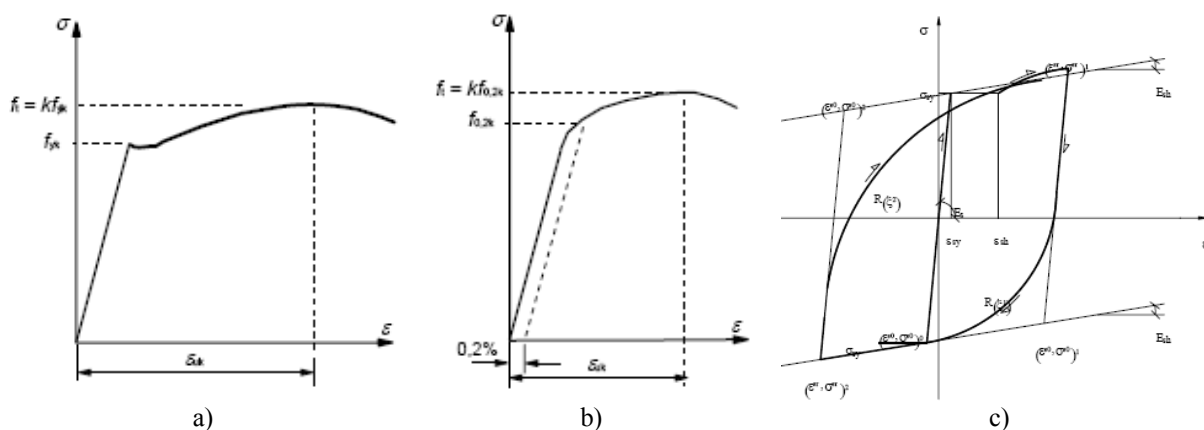


Figura 7: Diagrama monotónico tensão-extensão do aço segundo o EC2 (2004); a) aço laminado a quente; b) aço endurecido a frio; c) Lei constitutiva para carregamentos cíclicos (Menegotto e Pinto 1973)

Nos carregamentos cíclicos, depois da cedência, o ramo de descarga da curva monotónica começa a partir de uma linha recta com inclinação igual ao módulo de elasticidade inicial,

tornando-se não-linear para tensões muito mais baixas que a tensão de cedência na direcção do carregamento. O autor utiliza uma formulação do tipo Giuffré-Pinto implementada por Menegotto (Menegotto e Pinto 1973). Neste modelo a envolvente monótona deixa de ser válida a partir de uma descarga que inclua a plastificação da armadura e verifique a relação $|\varepsilon_{smax}-\varepsilon_s| \geq |\varepsilon_{sy}/3|$, em que ε_{smax} é a máxima incursão plástica verificada na curva monotónica.

2.5.3. Aderência aço-betão

Na generalidade dos casos, a análise de estruturas de betão armado é feita assumindo uma aderência perfeita entre o aço e o betão, o que implica total compatibilidade de deformações entre os dois materiais. No entanto, esta hipótese só pode ser tomada como válida nos estados iniciais de carregamento e para valores de tensão pouco significativas. Para valores significativos de carregamento, simultaneamente à formação de fendas, a aderência aço-betão sofre degradação dando origem a deslocamentos relativos entre a armadura e o betão envolvente. Este fenómeno tem o nome de escorregamento das armaduras. Estudos existentes concluem que a degradação da aderência e os efeitos desta, são particularmente importantes em elementos sujeitos a cargas cíclicas, e quando estes tenham sido construídos com armadura lisa de aderência normal.

A aderência aço-betão resulta da combinação das parcelas relativas à aderência química, ao atrito e à ancoragem mecânica, não sendo possível determinar-se cada componente isoladamente (Fernandes e Debs 2005).

A aderência química surge devido às ligações físico-químicas na interface durante as reacções de presa do cimento. Considera-se normalmente que a aderência química é destruída pelas acções de serviço ou retracção do betão (Fernandes e Debs 2005). No entanto, a parcela de aderência química pode ter grande contribuição na aderência no caso de se usar varões revestidos com resinas époxi (ACI-408 1991).

A parcela relativa ao atrito é decorrente da acção das forças de atrito existentes entre os dois materiais. Estas forças dependem do coeficiente de atrito entre o aço e o betão que varia com a rugosidade do varão, porém a rugosidade depende do nível de corrosão da superfície do varão (Fernandes 2000).

A aderência por interacção mecânica existe principalmente nos varões nervurados. Após a ruptura da aderência química, as nervuras criam forças concentradas de compressão no betão perpendiculares às nervuras que evitam o escorregamento (Oliveira-Filho 2005). O valor destas forças depende de vários factores conforme descrito em Neto (2007). Os varões lisos não são perfeitamente cilíndricos, possuem irregularidades e ondulações como demonstrado na Figura 8 que permite mobilizar alguma resistência mecânica, no entanto de valor muito inferior ao dos varões nervurados.

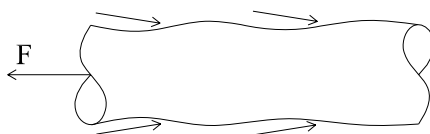


Figura 8: Resistência mecânica numa barra lisa, adaptado de Oliveira-Filho (2005)

O comportamento da aderência aço-betão é influenciado por vários parâmetros, entre os quais: tipo, velocidade e duração do carregamento; escorregamento das armaduras; resistência do betão; classe do aço; recobrimento e espaçamento das armaduras; diâmetro das armaduras; comprimento de ancoragem; tipo e geometria das nervuras da armadura (no caso de armadura rugosa); efeitos de confinamento; quantidade e posição da armadura transversal (CEB 1996; Paulay e Priestley 1992).

Para carregamento monotónico existem dois tipos de falhas típicas. A primeira é o escorregamento directo dos varões que ocorre quando o efeito de confinamento produzido pela armadura transversal é elevado. Neste caso, o betão directamente em contacto com varão rompe devido aos esforços de corte criados entre as nervuras do varão, para o caso de varões nervurados. O segundo tipo de falha é a ruptura do betão confinado, isto quando o confinamento é insuficiente para obter a falha de escorregamento do varão. Neste caso, o dano é devido principalmente à tensão de tracção radial causada pelas nervuras. As fendas propagam-se para os bordos do elemento resultando a perda de recobrimento e aderência. A orientação das fissuras depende do número de varões e da sua configuração dentro do elemento (CEB 1996).

O comportamento típico de uma barra sob carregamento monotónico e com ruptura por arrancamento é apresentado na Figura 9. Tanto o grau de confinamento como o estado de tensão no betão envolvente à barra (tracção ou compressão) influenciam a relação tensão de aderência versus escorregamento.

Soroushian *et al.* (1991) constatou, através dos resultados das tensões máximas de aderência em função da resistência à compressão do betão, que a resistência última de aderência aumenta quase proporcionalmente à raiz quadrada da resistência à compressão.

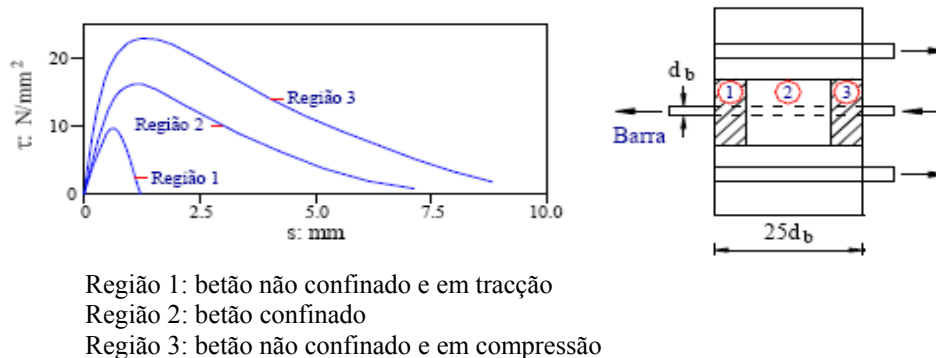


Figura 9: Curva monotónica típica de tensão de aderência-escorregamento (CEB 1996)

Balázs *et al.* (1993) utilizaram a técnica de emissão acústica para analisar a degradação na camada de interacção aço-betão através de ensaios de arrancamento em espécimes sob carregamento monotónico crescente, repetido e de longa duração. Essa técnica, a qual detecta danos locais na interface dos dois materiais, através dos efeitos acústicos da liberação de energia, tem a grande vantagem de registar sinais do processo de deterioração durante toda a história do carregamento sem perturbação no modelo.

O modelo proposto por Tassios (1979) para definir o comportamento da aderência apresenta vários estágios do desenvolvimento de tensões com os respectivos deslocamentos, conforme a Figura 10. Segundo Fernandes (2000), no modelo de Tassios, com o aumento do carregamento, ocorre a ruptura da aderência química, caracterizada pelo nível de tensão τ_0 e posterior mobilização do imbricamento mecânico entre a pasta de cimento e as irregularidades microscópicas da superfície da armadura lisa. Após τ_A , surgem as primeiras fissuras internas, devido às tensões de tracção da força de arrancamento ultrapassarem a resistência à tracção do betão. A partir desse ponto, a rigidez do betão é reduzida, e por isso caracterizada por menor declive da curva.

No ramo AB, ocorre a perda parcial do engrenamento e é introduzida uma componente de atrito que contribui para a aderência. No ponto B existe o arrancamento dos varões lisos, ficando o betão praticamente sem danos. As equações de (1) a (4) encontram-se em CEB-131 (1979) e definem os valores da tensão de aderência correspondente ao início da

fissuração interna τ_A , arrancamento do varão τ_B e τ_u e tensão residual τ_r . Nesta mesma publicação encontram-se os diagramas para determinar o valor dos factores.

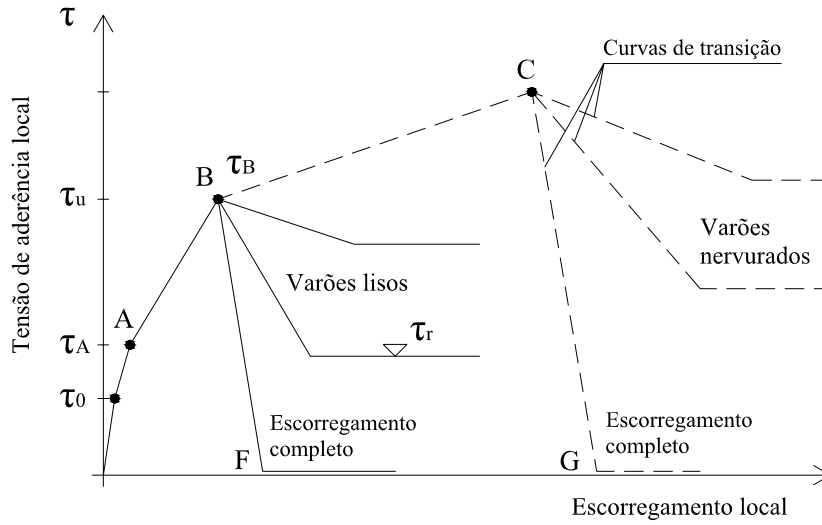


Figura 10: Curva teórica de aderência-escorregamento, adaptado de Tassios (1979)

$$\tau_A = \lambda \cdot \zeta \cdot f_{ct} \quad (1)$$

$$\tau_B = \xi \cdot \lambda \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{c}{\phi} + \frac{1}{3} \right) \cdot f_{ct} + 80\gamma \cdot \frac{A_s}{\phi \cdot a_s} + \frac{1}{4} \cdot p_y \text{ onde } \frac{c}{\phi} \leq 6 \quad (2)$$

$$\tau_u < 0.4 \cdot \xi \cdot \lambda \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{c}{\phi} + \frac{1}{3} \right) \cdot f_{ct} + 30\gamma \cdot \frac{A_s}{\phi \cdot a_s} + 0.4 \cdot p_y \text{ onde } \frac{c}{\phi} \leq 6 \quad (3)$$

$$\tau_r = 0.3\tau_u \quad (4)$$

Onde:

- λ - Factor de local
- ζ - Coeficiente dependente da tensão triaxial do betão
- f_{ct} - Valor médio da tensão à tracção do betão
- c - Recobrimento
- ϕ - Diâmetro do varão longitudinal
- γ - Factor geométrico da armadura transversal
- A_s - Área de um varão da armadura transversal
- a_s - Espaçamento da armadura transversal
- p_y - Pressão aplicada externamente normal à interface

As cargas cíclicas dividem-se em duas categorias, a primeira é designada por número baixo de ciclos (*low-cycle*), com menos de cem ciclos, mas com grandes intervalos de tensão de aderência, produzindo problemas no estado limite último, característico de sismos e ventos fortes. A segunda categoria é designada por número elevado de ciclos (*high-cycle*) que resulta na fadiga da estrutura, com baixos intervalos de tensão de aderência, característico dos carregamentos do estado de serviço. De acordo com o tipo de força aplicada, o carregamento

cíclico pode ser repetido ou unidireccional (similar ao carregamento monotónico), com ruptura por fadiga, ou alternado, característico de sismos (CEB 1996).

Uma das principais características da acção cíclica é a deterioração progressiva da aderência que pode ser observada através de incrementos no escorregamento. Devido a este processo de dano na ligação aço-betão, a estrutura pode atingir a ruptura com níveis de tensão mais baixos que a tensão última monotónica (Fernandes 2000).

De acordo com Fernandes (2000), o autor Balázs (1991) concluiu que existem três fases distintas no processo de fadiga da aderência sob carregamento repetido: Durante os ciclos iniciais, a velocidade de escorregamento é decrescente (primeira fase), em seguida, permanece constante (segunda fase) e depois cresce rapidamente até produzir a ruptura por arrancamento (terceira fase). Em ensaios com amplitude constante e escorregamento ocorrendo nas duas extremidades da barra, quando se ultrapassa o escorregamento equivalente à resistência monotónica de aderência, com alguns ciclos adicionais ocorre a ruptura por arrancamento. Também verificou que a história do carregamento tem uma influência significativa no escorregamento, em que um crescimento periódico da força repetida máxima produz uma velocidade de escorregamento maior na parte linear intermediária.

Segundo CEB (1996), para cargas cíclicas alternadas, a degradação da aderência depende principalmente do escorregamento máximo em ambos os sentidos do carregamento, da amplitude entre esses escorregamentos e do número de ciclos. Se a tensão de aderência máxima durante os ciclos não exceder 70-80% da resistência de aderência monotónica, a curva tensão de aderência versus escorregamento não é significativamente influenciada até os 10 primeiros ciclos. A resistência de aderência no escorregamento máximo deteriora-se com o número crescente de ciclos. No entanto, onde a tensão de aderência máxima ultrapassa 80% da resistência monótona da ligação, o dano no comportamento da aderência torna-se muito mais significativo. O trecho inicial da curva cíclica tensão de aderência versus escorregamento acompanha a envolvente monotónica, mas o comportamento cíclico da aderência é sensível ao nível de escorregamento no qual ocorre a inversão do carregamento.

2.6. Modelos numéricos para o escorregamento

Na literatura actual existem vários modelos numéricos para caracterizar o comportamento da aderência aço-betão. No entanto, a aplicação da maioria destes modelos é dirigida a elementos

de betão armado com armadura nervura, existindo por isso a necessidade de modelos numéricos direccionados ao estudo do mecanismo do escorregamento das armaduras lisas. Um dos modelos numéricos foi proposto por Tassios (1979), e está presente na secção 2.5.3.

Varum (2003) descreve um modelo simplificado para a incorporação do escorregamento das armaduras na análise de estruturas. Quando se assume aderência perfeita entre o aço e o betão, a extensão dos dois materiais é igual (ver Figura 11), no entanto quando há escorregamento esta hipótese não é válida. Para ter em conta o escorregamento, a relação pode ser ajustada através de um factor de escorregamento (λ), que relaciona a extensão dos dois materiais. Neste modelo, a correcção é realizada pelo ajuste das características da lei de comportamento monotónico do aço, considerando menor tensão do aço para um certo nível de tensão do betão.

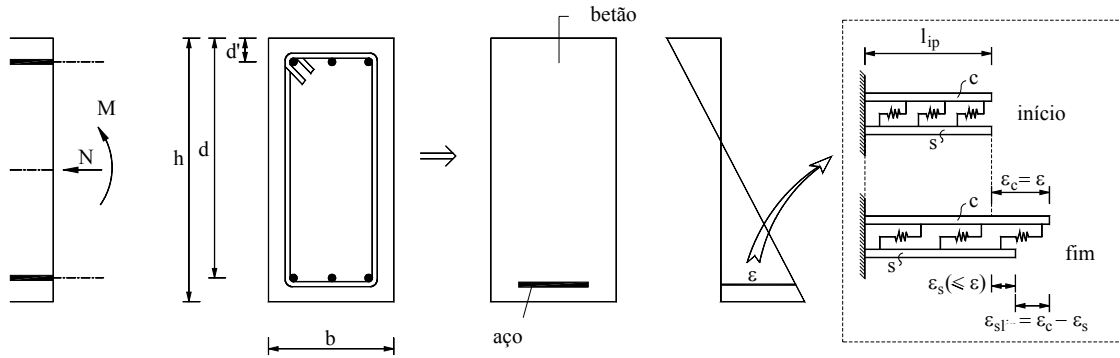


Figura 11: Deformação com escorregamento dos materiais constituintes, adaptado de Varum (2003)

No caso de aderência perfeita entre o aço-betão, para a mesma altura na secção, vem:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c = \varepsilon \quad (5)$$

Mas a expressão só é válida quando não existe escorregamento. No caso em que existe escorregamento a lei constitutiva do aço é ajustada com o factor de escorregamento (λ) de acordo a expressão seguinte:

$$\lambda = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} \quad (6)$$

No modelo de fibras, o escorregamento é implementado usando uma correcção na lei constitutiva do aço, considerando que o endurecimento não é alcançado e a idealização é bilinear com comportamento elasto-plástico perfeito, Figura 12-a) e equações (7) e (8). O valor de factor de escorregamento (λ) pode ter valor superior a 20 em rótulas plásticas com

elevados danos, uma vez que a extensão dos varões lisos é inferior a 5% da do betão (ver Figura 13).

$$\varepsilon'_{s,y} = \lambda \cdot \varepsilon_{s,y} \quad \text{a)} \quad \sigma'_{s,y} = \sigma_{s,y} \quad \text{b)} \quad E'_s = \frac{1}{\lambda} \cdot E_{s,0} \quad \text{c)} \quad (7)$$

$$\sigma_s(\varepsilon_s) = \begin{cases} \text{aderência perfeita} & \begin{cases} \varepsilon_s < \varepsilon_{s,y} \longleftarrow \sigma_s(\varepsilon_s) = E_{s,0} \cdot \varepsilon_s \\ \varepsilon_s \geq \varepsilon_{s,y} \longleftarrow \sigma_s(\varepsilon_s) = \sigma_{s,y} \end{cases} \\ \text{caso contrário} & \longleftarrow \sigma_s(\varepsilon_s) = \frac{1}{\lambda} \cdot E_{s,0} \cdot \varepsilon_s \end{cases} \quad (8)$$

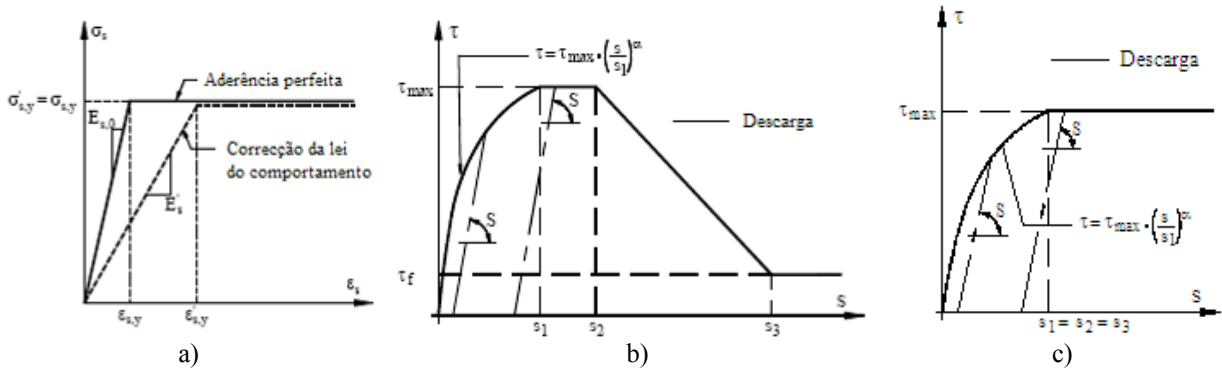


Figura 12: Idealizações do comportamento do aço: a) correcção da lei constitutiva do aço (Varum 2003); b) relação tensão-escorregamento para armadura nervurada (CEB-217 1993); c) relação tensão-escorregamento para armadura lisa (CEB-217 1993)

No modelo proposto pelo CEB 217 (1993), é considerado um primeiro troço que obedece a uma lei não linear e um segundo troço linear conforme a Figura 12-b), independentemente da armadura estar à tracção ou compressão. São também apresentadas propostas para os parâmetros da relação tensão-escorregamento para o caso das armaduras lisas, que dependem da rugosidade superficial do varão, condições de aderência e tensão característica de compressão do betão, sendo válidos para betão confinado e não confinado. Assumindo $s_1=s_2=s_3$, a relação tensão-escorregamento é dada por um curto troço de aumento não linear e um constante, como na Figura 12-c). Para condições equivalentes, e de acordo com CEB-217, a máxima tensão de aderência na armadura lisa é de apenas 12% da máxima tensão para armadura nervurada (ver Figura 13).

Recorrendo aos parâmetros da Tabela 1, a equação (9) presente em CEB-217 (1993) define a curva de tensão no aço-escorregamento para armadura lisa apresentada na Figura 12-c).

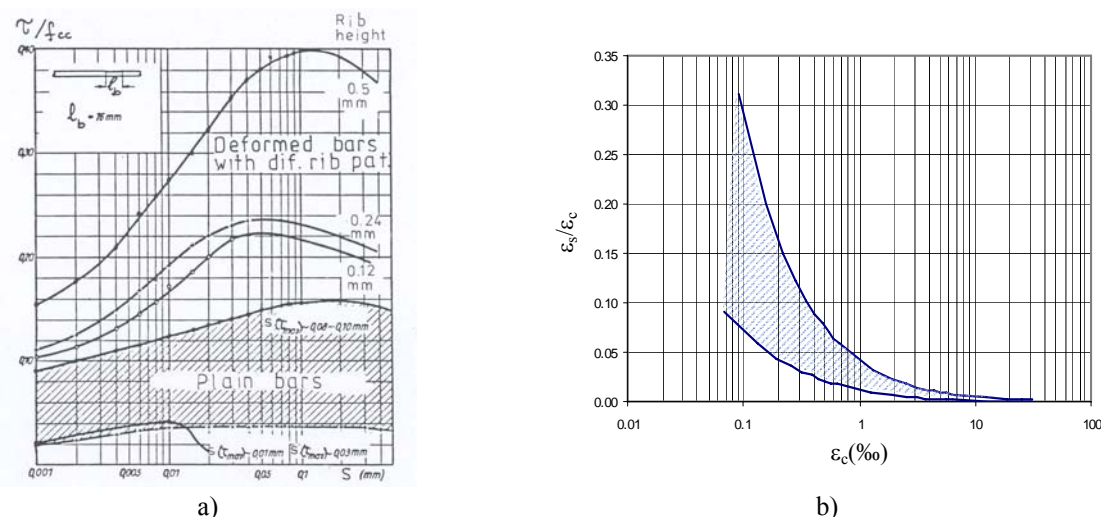


Figura 13: Diagramas: a) comparação da tensão de aderência-escorregamento entre armadura lisa e nervurada (CEB-217); b) relação entre a extensão do aço e a extensão do betão, adaptado de Varum (2003)

Tabela 1: Parâmetros usados na definição da relação tensão de aderência-escorregamento para varões lisos (CEB-217 1993)

Valores médios	Aço endurecido a frio		Aço laminado a quente	
	Condições de aderência		Condições de aderência	
	Boa	Outros casos	Boa	Outros casos
$s_1=s_2=s_3$	0.01 mm		0.1 mm	
α	0.5		0.5	
$\tau_{\max}=\tau_f$ (N/mm ²)	$0.1\sqrt{f_{ck}}$	$0.05\sqrt{f_{ck}}$	$0.3\sqrt{f_{ck}}$	$0.15\sqrt{f_{ck}}$

$$\tau = \begin{cases} \tau_{\max} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha & 0 \leq s \leq s_1 = s_2 = s_3 \\ \tau_f & s_3 < s \end{cases} \quad (9)$$

Como comparação, segue-se um modelo para armadura nervurada desenvolvido por Pochanart e Harmon (1989), descrito em CEB (1996), onde apresentam regras que definem o comportamento histerético da aderência sob um carregamento geral. Depois do ciclo de carregamento a envolvente monotónica é reduzida, sendo a nova curva tensão de aderência-escorregamento paralela à envolvente. O valor de redução corresponde a 25% da excursão máxima obtida no ciclo. O valor máximo da tensão de aderência corrigida depende da componente força e da componente atrito. A componente força é obtida a partir da excursão total e a de atrito é determinada pela tensão de atrito perdida durante o ciclo. A deterioração do atrito pode ser determinada assumindo que o valor do atrito é reduzido 18% em cada ciclo.

2.7. Ferramentas de análise não linear de estruturas porticadas de betão armado

Neste ponto refere-se duas ferramentas de análise não linear de estruturas de betão armado disponíveis no mercado e realiza-se uma análise crítica sobre a consideração do escorregamento.

O programa Open System for Earthquake Engineering Simulation (*OpenSees*), desenvolvido na Universidade da Califórnia, Berkeley, trata-se de um programa com filosofia *opensource*, que permite a sua evolução com fácil implementação de novos modelos e funcionalidades (Mazzoni *et al.* 2007). O *OpenSees* tem diversos tipos de elementos implementados, entre eles: elementos de barra, elementos tridimensionais com comportamento material elástico, com não-linearidade concentrada num comprimento fixo de rótula plástica ou com não-linearidade distribuída ao longo do comprimento do elemento.

Usa o método dos elementos finitos para análise não linear e inclui vários modelos de escorregamento para carregamentos monotónicos e cíclicos. O escorregamento pode ser simulado por um elemento de comprimento zero (*zero-length section element*) colocado nas extremidades dos elementos ou pela introdução de um elemento que simula o nó e o escorregamento (*beamColumnJointElement*). No modelo com elemento de comprimento zero, o aço é definido como um material que tem em conta o escorregamento (*Bond_SP01*) e no modelo que simula o nó, como um material de comportamento uniaxial que simula a resposta força-escorregamento para varões ancorados em nós viga-pilar (*uniaxialMaterial BarSlip*), tendo em conta a degradação de rigidez com os ciclos de carga. Estes modelos foram idealizados para armadura nervurada, no entanto, podem ser adaptados de acordo com as idealizações para armadura lisa.

Ambos os modelos que permitem simular o escorregamento, mencionados no parágrafo anterior, foram calibrados com ensaios realizados em provetes, de betão armado com armadura nervurada, de nós viga-pilar em forma de T e nós interiores, uma vez que estes elementos apresentam zonas críticas onde ocorre escorregamento.

O *CASTEM 2000* é um programa de análise não linear de estruturas pelo método de elementos finitos e foi desenvolvido pelo Departamento de Mecânica e Tecnologia (DMT) da Agência Francesa de Energia Atómica (CEA). Tem apenas um modelo (*acier-ancrage*) que

simula o escorregamento, este segue a lei apresentada na Figura 12-b) do ponto anterior (Combescure 2001).

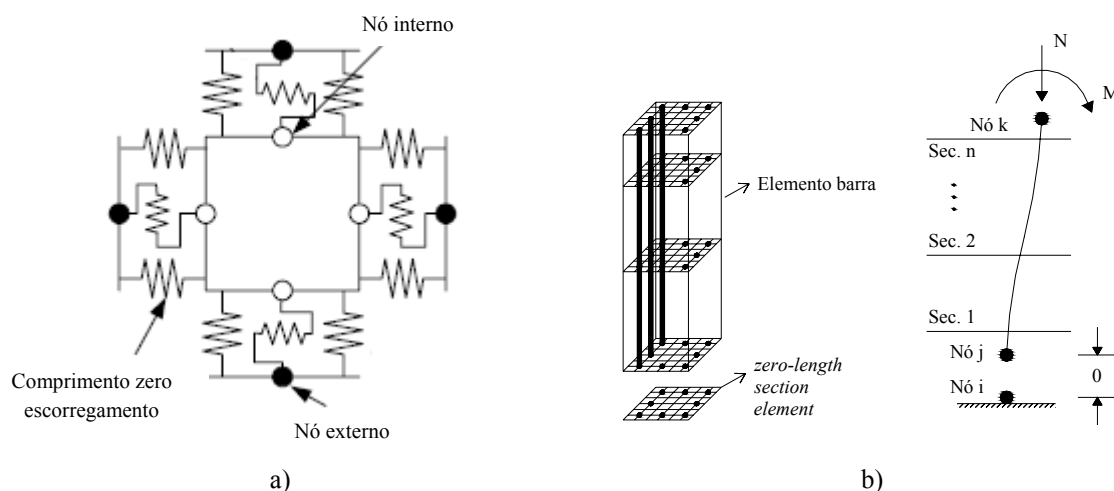


Figura 14: Modelos que consideram escorregamento disponíveis no *OpenSees*:
a) *beamColumnJointElement* (Lowes et al. 2004); b) *zero-length section element* (Mazzoni et al. 2007)

2.8. Comentários finais

Nesta secção apresentaram-se as principais causas de dano e colapso dos edifícios de betão armado devido à acção sísmica, dando-se relevância nesta Dissertação aos danos devidos ao fenómeno do escorregamento.

Expuseram-se também diversos conceitos de aderência aço-betão, estudos experimentais desenvolvidos no domínio da aderência aço-betão e algumas estratégias de modelação do comportamento não linear de estruturas de betão armado. Além do referido, apresentaram-se modelos numéricos de comportamento dos materiais, do mecanismo de aderência e escorregamento, e algumas ferramentas de análise não linear de estruturas porticadas de betão armado.

3. APRESENTAÇÃO DA FERRAMENTA NUMÉRICA DE ANÁLISE ESTRUTURAL - *OPENSEES*

Neste capítulo apresentam-se os modelos presentes na plataforma aberta de análise não linear de estruturas, *OpenSees*, usados nas modelações dos elementos de betão armado que são objecto de estudo nesta Dissertação. Este programa usa a linguagem de programação C++ e para constituir os ficheiros de entrada utiliza o *Tcl script*.

3.1. Modelos materiais

Os modelos materiais utilizados para simular o betão e o aço separam-se em dois grupos: os que seguem a idealização do seu comportamento isoladamente e os que consideram a interacção aço-betão. O primeiro grupo representa o comportamento isolado do aço e do betão e o segundo grupo tem em conta os efeitos da aderência aço-betão.

3.1.1. Modelo do betão e do aço

A ferramenta numérica apresenta vários modelos não lineares para caracterizar o betão entre os quais o *Concrete02* (ver Figura 15-a) que considera resistência à tracção e o *Concrete01* que apresenta a mesma lei constitutiva, mas não considera resistência à tracção, e apresenta um valor de λ unitário. Ambos permitem utilizar a formulação presente em Guedes (1997) que tem em conta o efeito de confinamento dos estribos. No caso do aço, utiliza-se o modelo *Steel02* (ver Figura 15-b) que usa a formulação de Giuffré-Pinto implementado por Menegotto (Menegotto e Pinto 1973).

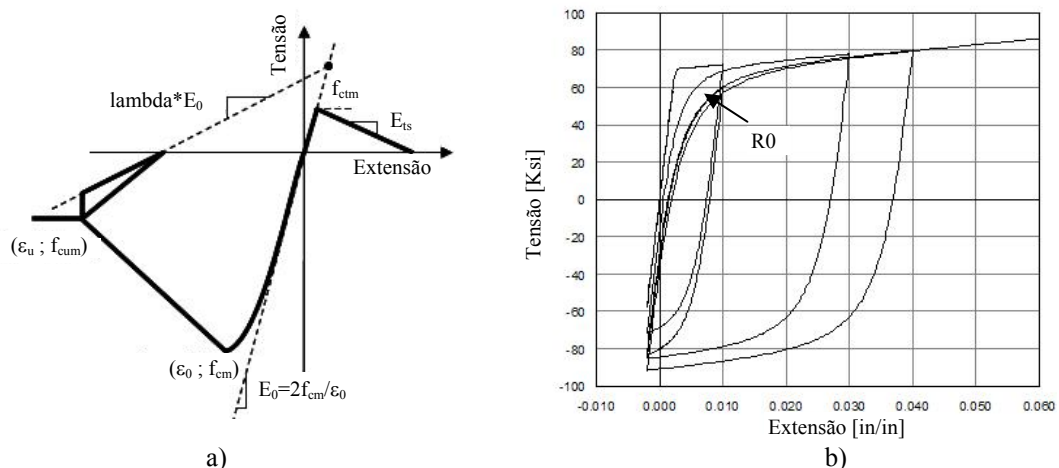


Figura 15: Relação tensão-extensão: a) *concrete02* (Mazzoni et al. 2007); b) *steel02* (Mazzoni et al. 2007)

3.1.2. Modelo do aço *Bond_SP01*

O modelo de aço *Bond_SP01* simula o escorregamento da armadura numa única secção, estando associado às fibras de aço de elementos de comprimento zero em modelos de fibras. Este modelo de aço é caracterizado pela curva tensão no aço-escorregamento obtida em ensaios experimentais pull-out, ou seja, não reproduz o comportamento do aço isoladamente, mas sim o comportamento do aço em interacção com o betão envolvente, tendo em conta o escorregamento dos varões.

Neste modelo de escorregamento, desenvolvido por Zhao e Sritharan (2007), o aço não é caracterizado pela sua lei típica de tensão-extensão mas sim pela envolvente da resposta tensão do aço-escorregamento. Esta relação é expressa por uma relação linear até o aço entrar em cedência e uma relação não linear a partir da cedência. Esta envolvente é afectada por uma função (ver Figura 16-a) com regras histeréticas (ver Figura 16-b) para carregamentos cíclicos. Quando o aço atinge a tensão de cedência, obtém-se um valor de escorregamento s_y obtido pela equação (2) e quando atinge a tensão última obtém-se o valor de escorregamento s_u .

A relação numérica desenvolvida por Zhao e Sritharan (2007) foi alcançada a partir da relação tensão no aço-escorregamento obtida por ensaios experimentais *pull-out*.

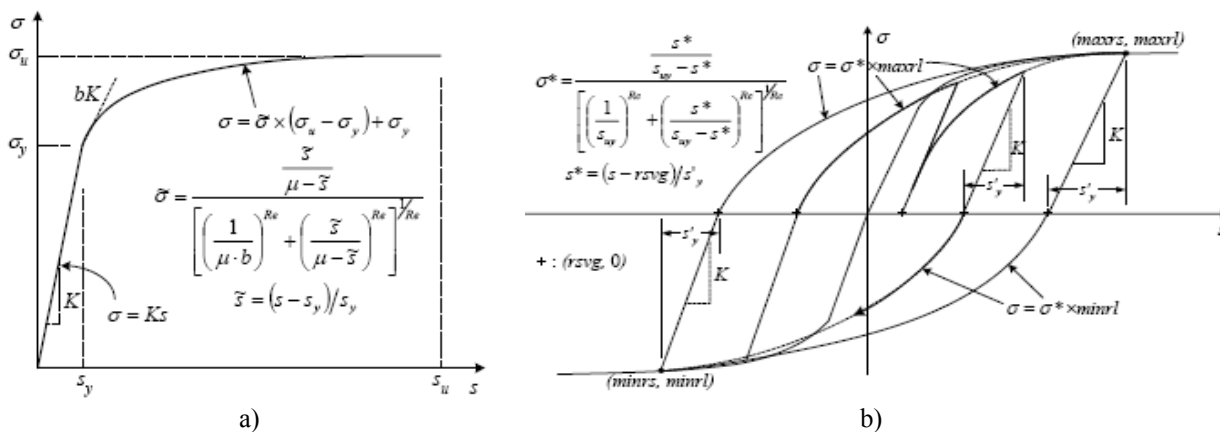


Figura 16: Curvas idealizadas: a) relação tensão no aço-escorregamento para varões perfeitamente ancorados; b) regras histeréticas para a relação tensão no aço – escorregamento para varões perfeitamente ancorados (Zhao e Sritharan 2007)

$$s_y (mm) = 0.4 \left(\frac{d_b (mm)}{4} \cdot \frac{f_y (MPa)}{\sqrt{f'_c (MPa)}} \cdot (2\alpha + 1) \right)^{1/\alpha} + 0.34 \quad (10)$$

$$s_u (mm) = 30 \sim 40 \cdot s_y \quad (11)$$

Onde d_b é o diâmetro do varão; f_y a tensão de cedência do aço; f_c' a tensão de cedência do betão; e α um parâmetro usado na relação tensão de aderência-escorregamento, que acordo com CEB 217 (1993) tem o valor de 0.5 para varões lisos (ver Tabela 1).

Uma vez que o modelo de Zhao e Sritharan (2007) foi desenvolvido para elementos com armadura nervurada, a sua aplicação em elementos com armadura lisa impõe que se adaptem os valores dos parâmetros da função e das regras histeréticas, como é o caso do valor de α que segundo CEB-FIP Model Code 90 (MC-90 1990) deve ser 0.4 para armadura nervurada e segundo o CEB 217 (1993) 0.5 para armadura lisa. Também é necessário considerar o maior valor de escorregamento último ($S_u=40 \cdot S_y$) e utilizar-se um valor baixo para o factor de redução de rigidez ($b=0.3$).

3.1.3. Modelo do aço *BarSlip*

O modelo de aço *BarSlip* está implementado no *OpenSees* para simular as fibras de aço em nós viga-pilar tendo em conta o escorregamento da armadura nervurada. Este modelo material está associado ao *beamColumnJoint* que é um modelo que simula os nós interiores das estruturas.

Este modelo simula a resposta tensão na armadura-escorregamento para armaduras ancoradas em nós interiores. Exibe degradação de resistência e rigidez, que ocorre de três formas: degradação de rigidez na descarga, degradação de rigidez na recarga e degradação da resistência (Mazzoni *et al.* 2007). É idealizado para nós interiores sujeitos a cargas cíclicas como as dos sismos e foi calibrado para armadura nervurada em diferentes propriedades de material, geometria, configurações e vários tipos de carregamentos (Lowes *et al.* 2004).

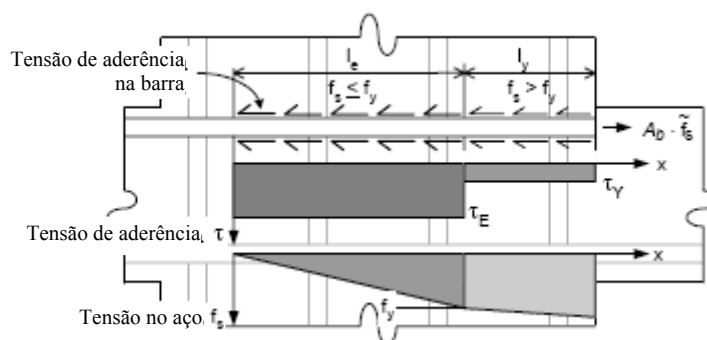


Figura 17: Distribuição da tensão de aderência e do varão na ancoragem no nó, adaptado de Lowes *et al.* (2004)

Segundo Lowes *et al.* (2004), a envolvente da relação tensão na armadura-escorregamento é desenvolvida com algumas simplificações relativas à ancoragem dos varões em nós. Primeiro, a tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem dos varões é assumida como uniforme até atingir a tensão de cedência do aço. Após a cedência do aço, a tensão também se assume uniforme, mas com menor valor do que antes da cedência (ver Figura 17). Segundo, o escorregamento é assumido como o movimento relativo dos varões em relação à face dos nós viga-pilar e é função da distribuição da extensão do aço ao longo do varão. Terceiro, o varão exhibe escorregamento nulo quando a tensão do aço é zero. Com base nestes pressupostos a relação tensão na armadura-escorregamento é dada pelas seguintes equações:

$$\tilde{f}_s < f_y \Rightarrow S = \frac{1}{8} \frac{\tilde{f}_s^2}{\tau_e \cdot E} d_b \quad (12)$$

$$\tilde{f}_s \geq f_y \Rightarrow S = \frac{1}{8} \frac{f_y}{\tau_e} \frac{f_y}{E} d_b + \frac{1}{4} \frac{\tilde{f}_s - f_y}{\tau_y} \frac{f_y}{E} d_b + \frac{1}{8} \frac{(\tilde{f}_s - f_y)^2}{\tau_y \cdot E_h} d_b \quad (13)$$

$$l_{fs} = \frac{\tilde{f}_s}{\tau_{ET}} \cdot \frac{A_b}{\pi \cdot d_b}, \quad l_e = \frac{f_y}{\tau_{ET}} \cdot \frac{A_b}{\pi \cdot d_b} \text{ e } l_y = \frac{\tilde{f}_s - f_y}{\tau_{YT}} \cdot \frac{A_b}{\pi \cdot d_b} \quad (14)$$

Onde S é o valor de escorregamento; f_y é a tensão de cedência do aço; E o módulo de elasticidade do aço; E_h o módulo de endurecimento do aço, assumindo resposta bilinear tensão-extensão; τ_e tensão de aderência para regime elástico do aço; τ_y tensão de aderência para a cedência do aço, A_b a área nominal do varão; e d_b o diâmetro nominal do aço. Os valores para a tensão de aderência máxima, para varões lisos, podem ser vistos na Tabela 1.

Este modelo material foi realizado para armadura nervurada, não permitindo a sua adaptação, nos parâmetros de entrada, para armadura lisa. No entanto utiliza-se na previsão da resposta dos nós viga pilar referidos nesta dissertação, adaptando-se para armadura lisa através da redução do módulo de elasticidade do aço.

3.2. Modelos de elementos

Neste capítulo apresentam-se os vários modelos de elementos usados nas modelações da viga e dos nós viga-pilar. Em ambas as modelações considerou-se que os elementos são estruturas planas com 3 graus de liberdade por nó.

O modelo *Bond_SP01* implica a utilização do elemento de comprimento zero (*zero-length section element*) para o fenómeno de escorregamento estar concentrado numa única secção, apesar de na realidade o escorregamento dar-se ao longo dos elementos. Segundo Zhao e Sritharan (2007) o elemento de comprimento zero é uma discretização da secção em fibras de um elemento estrutural e geralmente é usado para calcular a resposta momento-curvatura. Nesta análise, a extensão das fibras de betão e de aço é calculada para uma dada curvatura usando a hipótese das secções planas (hipótese de Bernoulli). A força nas fibras é obtida pela relação tensão-extensão das fibras, integrando a força obtém-se o correspondente momento.

A utilização do elemento de comprimento zero necessita da duplicação dos nós, tendo estes as mesmas coordenadas (a distância entre os nós é zero). Adicionalmente, é necessário restringir os deslocamentos transversais através da aplicação de apoios fictícios ou recorrendo ao comando *equalDOF*, uma vez que a secção de fibras do elemento de comprimento zero não tem resistência de corte. Este comando obriga os deslocamentos transversais a serem iguais nos dois nós para cargas laterais. Como o *Bond_SP01* foi implementado para o modelo de betão *Concrete01*, nos elementos de comprimento zero usa-se betão sem resistência à tracção.

O modelo *beamColumnJoint* está disponível para simular nós interiores de duas dimensões e pode ser usado em estruturas 2D ou 3D, no entanto só tem capacidade para transferir cargas no seu plano. De acordo com Mitra e Lowes (2004), é um super-elemento, contendo 13 componentes unidimensionais que representam os três tipos de mecanismos não elásticos que são determinados na resposta sísmica dos nós.

Este modelo contém 8 dispositivos para simular a rotura da ancoragem dos varões longitudinais das vigas e dos pilares no nó. Contém mais 4 dispositivos na interface de corte, simulando rotura por transferência de esforços de corte e um painel central que simula a rotura por corte do núcleo do nó. O elemento é definido pelos quatro nós externos com 3 graus de liberdade cada um (ver Figura 18).

Para simular o escorregamento dos varões longitudinais, o modelo usa o material *BarSlip* para definir o aço. No painel central pode usar-se um material histerético que tem em conta as deformações devidas aos esforços de corte e a degradação das suas propriedades. Para a interface de corte pode utilizar-se um material elástico ou histerético.

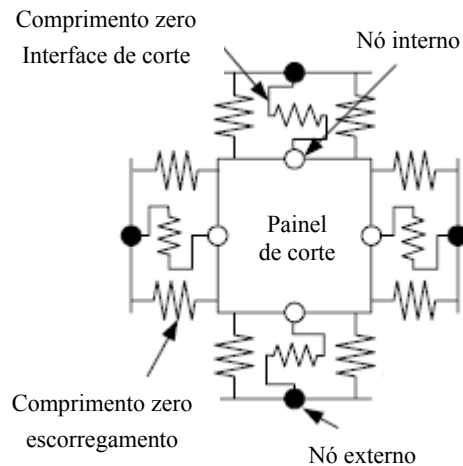


Figura 18: Elemento *beamColumnJoint*, adaptado de Mitra e Lowes (2004)

Os elementos barra considerados (*beamWithHinges*) têm plasticidade concentrada nas extremidades e um troço intermédio elástico. Permite definir o comprimento das rótulas plásticas e atribuir secções de fibras diferentes nas duas extremidades de comportamento não linear (ver Figura 20).

Enquanto nos elementos de plasticidade distribuída os pontos de integração de Gauss encontram-se distribuídos pelo elemento, no *beamWithHinges* encontram-se nas rótulas plásticas. Inicialmente eram dois pontos de Gauss-Radau por rótula para representar a curvatura com precisão (ver Figura 19). Posteriormente, Scott (2006) modificou os pontos de integração Gauss-Radau, passando dois dos quatro pontos não lineares para lineares (ver Figura 20), alcançando com isso as seguintes vantagens:

- O comportamento não linear está confinado nos pontos de integração das extremidades dos elementos;
- O utilizador apenas necessita de especificar o comprimento da rótula plástica;
- Captura maior momento flector nas extremidades;
- Representa a distribuição da curvatura linear com exactidão;
- Menor esforço computacional.

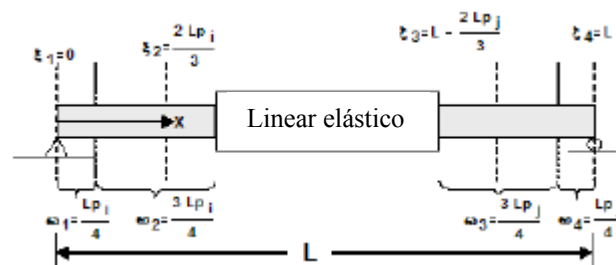


Figura 19: Elemento de barra: *beamWithHinges* inicial (Mazzoni *et al.* 2007)

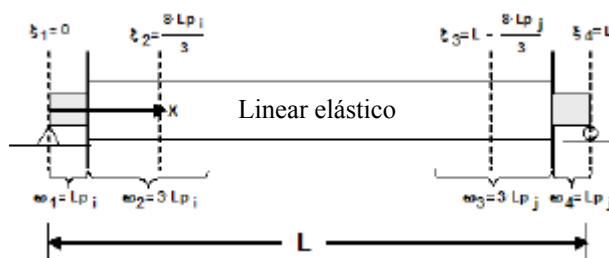


Figura 20: Elemento de barra: *beamWithHinges* melhorado (Scott 2006)

Assim, no modelo final existem 6 pontos de integração, sendo 2 deles não lineares, um em cada rótula plástica, e 4 lineares. Com este tipo de elemento barra consegue-se bons resultados para elementos com armadura lisa, visto que nestes casos as rótulas plásticas são geralmente de comprimento pequeno e localizadas nas extremidades dos elementos lineares.

Para construir os elementos barra é necessário transformar as coordenadas locais dos elementos para o sistema base de coordenadas globais. Para isso utiliza-se o comando *geomTransf Linear* que transforma as coordenadas linearmente ou o *geomTransf PDelta* que considera os efeitos de segunda ordem na transformação.

O algoritmo usado para resolver o sistema de equações não lineares é o Newton-Krylov que usa a formulação de Newton-Rapson com o objectivo de construir aproximações óptimas das soluções numa sequência de subespaços que aumentam de dimensão a cada iteração, denominados subespaços de Krylov (Bocanegra 2005).

3.3. Comentários finais

Nesta secção apresentou-se a ferramenta numérica de análise estrutural não linear de edifícios a usar nas modelações desenvolvidas, bem como os modelos numéricos dos materiais e dos elementos que simulam o escorregamento. Apresentam-se também os modelos numéricos do betão e do aço implementados nos modelos numéricos realizados.

4. RESPOSTA CÍCLICA DE UMA VIGA DE DOIS TRAMOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados da modelação calibrada de uma viga de dois tramos, simplesmente apoiada e sujeita a cargas cíclicas em confronto com os resultados numéricos e evidenciando a influência do escorregamento na resposta.

4.1. Descrição geral do ensaio realizado

A viga de betão armado com armadura lisa, com comprimento total de 8m, foi retirada de uma cobertura de um edifício com mais de 30 anos e ensaiada em laboratório sob a acção de cargas cíclicas. No ensaio a viga estava simplesmente apoiada em três pontos equidistantes, tratando-se por isso de uma viga de dois tramos com 4 m de vão cada um (ver Figura 21-a).

A secção transversal da viga (ver Figura 21-b) é constante e tem aproximadamente 0.22m de altura e 0.18m de largura. A armadura longitudinal é lisa, constituída superiormente por dois varões de diâmetro 12mm, inferiormente por dois varões de diâmetro de 12mm e dois de 10mm, e é constante em todo o comprimento. A armadura transversal também é lisa, constituída por estribos com diâmetro de 8mm espaçados aproximadamente de 0.18m ao longo de toda a viga, e a sua geometria é em forma de U. O valor do recobrimento é aproximadamente de 2.2cm.



Figura 21: Aspectos da viga: a) vista geral do ensaio da viga (Fernandes *et al.* 2007); b) secção transversal da viga

As cargas foram aplicadas a meio-vão, em cada um dos tramos, com recurso a dois servoactores hidráulicos instalados no piso inferior, fazendo a reacção na laje e transmitindo a força à viga através de varões roscados em aço de alta resistência (*Dywidags*) que atravessam a laje e peças metálicas em forma de cruz (ver Figura 22). Os deslocamentos verticais sofridos devido à aplicação das cargas, foram medidos em vários pontos ao longo da

viga através de transdutores. As forças foram aplicadas com controlo de força, em ciclos carga-descarga de amplitude crescente e sem inversão de sinal. Na zona dos apoios aplicaram-se comparadores com o intuito de medir a rotação dos mesmos. Este ensaio foi realizado com a colaboração e equipamento do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

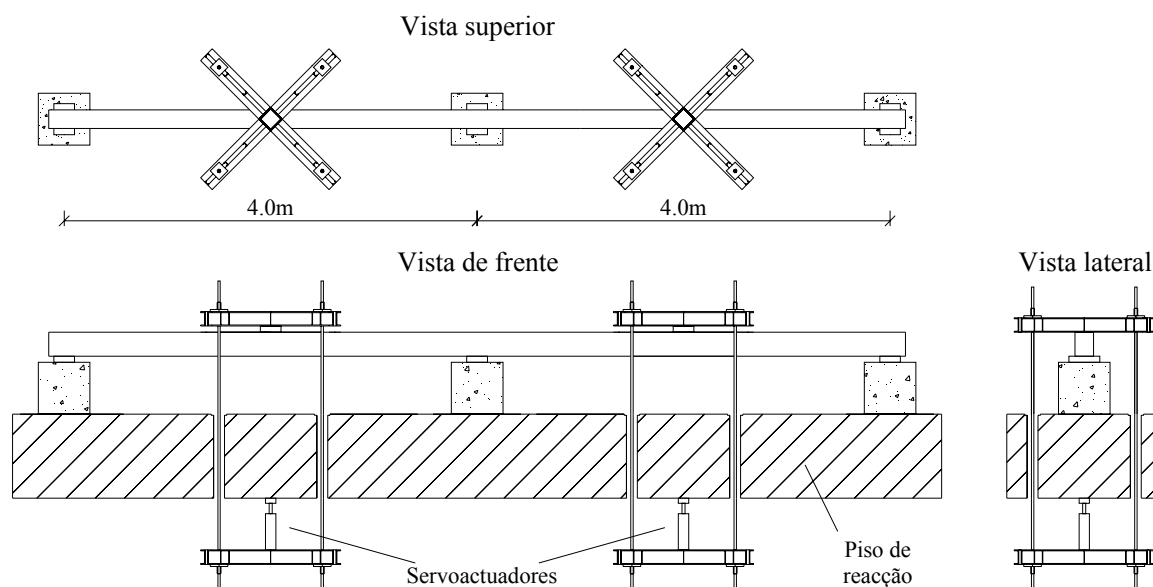


Figura 22: Esquema geral da aplicação das cargas, adaptado de Fernandes *et al.* (2007)

4.2. Critério e parâmetros utilizados

No modelo numérico distinguuiu-se betão confinado e não confinado, sendo a divisão definida pelo centro dos varões longitudinais. Para caracterizar o betão à compressão utiliza-se a formulação de Hognestad (1951), presente em Guedes (1997), que corrige os parâmetros do betão confinado, e para a tracção usa-se uma relação bilinear (ver Figura 23). Os valores dos parâmetros do betão usados encontram-se na Tabela 2.

A resistência máxima do betão corresponde à média dos valores obtidos em ensaios à compressão de carotes extraídas da viga, após o ensaio, das zonas sem dano, com um acréscimo de 10%. Este acréscimo de resistência permitiu obter melhores resultados numéricos. Para o betão confinado e não confinado considerou-se uma tensão residual igual a 60% e a 50% da resistência máxima, respectivamente. Nos elementos de comprimento zero usou-se o modelo *Concrete01* que não considera resistência à tracção. O valor da extensão de rotura (ϵ_0) está de acordo com o EC2 (2004) e o da extensão última (ϵ_u) advém da formulação presente em Guedes (1997).

Uma vez que não foram realizados ensaios de tracção no aço, existem incertezas sobre as suas propriedades mecânicas. Optou-se assim, por usar os valores médios típicos da classe de aço A235. Posteriormente, os resultados numéricos comprovaram que as características médias adoptadas desta classe produzem resultados, em termos globais, próximos dos experimentais.

Tabela 2: Características mecânicas do betão adoptadas na modelação da viga

Betão	f_{cm} (MPa)	ε_0 (‰)	f_{cum} (MPa)	ε_u (‰)	f_{ctm} (MPa)	ε_{0t} (‰)
Não confinado	19.0	2.1	9.5	7.0	1.2	0.06
Confinado	19.2	2.2	11.5	33.0	1.2	0.06

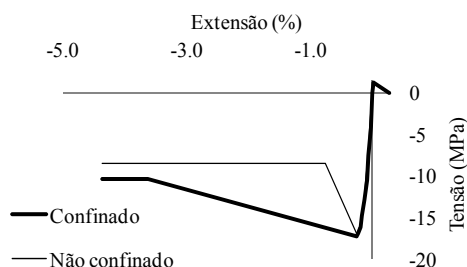


Figura 23: Relação tensão-extensão do betão usada no modelo

O valor médio da tensão de cedência do aço adoptado foi 260MPa. O valor da tensão última usado foi 360MPa e o valor do módulo de elasticidade foi 200GPa. No que diz respeito aos parâmetros do modelo de aço *Steel02*, usou-se um módulo de endurecimento próximo de zero, uma vez que o aço laminado a quente apresenta um patamar de cedência de grande extensão, como descrito em Prota *et al.* (2009). Considerou-se também para o parâmetro R0 (parâmetro que caracteriza o raio de carga da curva tensão-extensão) do *steel02* o valor de 16.5, que é menor que o recomendado ($R0=18.50$) para armadura nervurada. Com esta consideração a energia dissipada é menor.

Para o modelo de aço *Bond_SP01*, utilizou-se um valor de $\alpha=0.55$ superior ao referido em CEB-217 (1993) para armadura lisa. Esta consideração faz aumentar o valor do escorregamento que, para esta modelação, permitiu obter os melhores resultados, uma vez que quanto maior é o valor do escorregamento, menor é a rigidez da viga. O valor do escorregamento (s_y) na cedência do aço obtém-se pela expressão (10), que para este caso tem o valor $s_y=0.44\text{mm}$. O valor do escorregamento (s_u) que corresponde à tensão última do aço, foi dado pela relação $s_u=40 \cdot s_y$, correspondendo ao máximo da expressão (11). Para o factor de redução de rigidez adoptou-se $b=0.30$ correspondendo ao mínimo recomendado para

armadura nervurada, de acordo com Zhao e Sritharan (2007), pois tratando-se de uma viga com armadura lisa apresenta menor rigidez. Para o parâmetro que caracteriza o *pinching* (R_c), usou-se o valor de $R_c=0.80$.

Os elementos barra não lineares considerados, concentram a plasticidade nas suas extremidades, sendo os comprimentos das rótulas plásticas considerados iguais aos observados experimentalmente. Assim, no meio vão da esquerda considerou-se que a rótula plástica tem comprimento de 0.14m (ver Figura 24-a), no apoio central 0.025m (ver Figura 24-b), e no meio vão da direita 0.15m, correspondendo a cerca de $0.65h$ a meio vão e $0.11h$ no apoio central, sendo h a altura da viga. A dispersão do comprimento das rótulas, deve-se à forma de como foram aplicadas as forças a meio vão, criando uma zona de momento constante. Segundo ensaios realizados num pórtico à escala real, com elementos de betão armado e armadura lisa, Varum (2003) verificou que os comprimentos das rótulas plásticas correspondiam a $0.25h$.

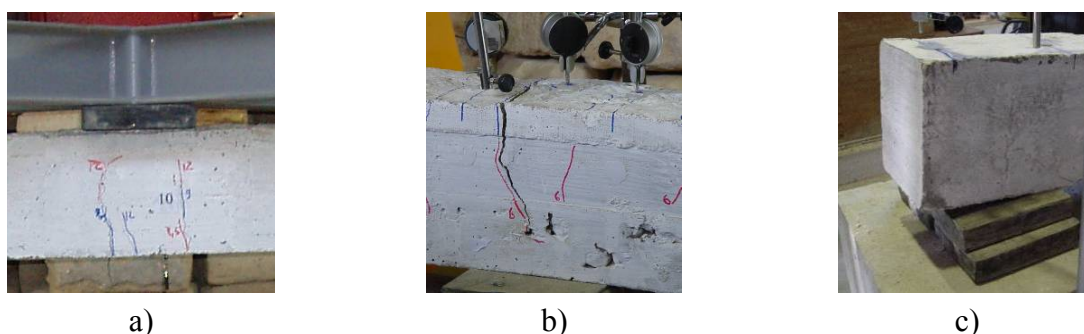


Figura 24: Pormenores: a) rótula plástica a meio vão do tramo direito; b) rótula plástica no apoio central; c) pormenor do apoio da esquerda

O elemento de comprimento zero que simula o escorregamento através do material *Bond_SP01* situa-se no centro das rótulas plásticas (ver Figura 25), ficando assim o fenómeno do escorregamento concentrado numa secção única, apesar de na realidade este se prolongar um pouco para além da rótula plástica.

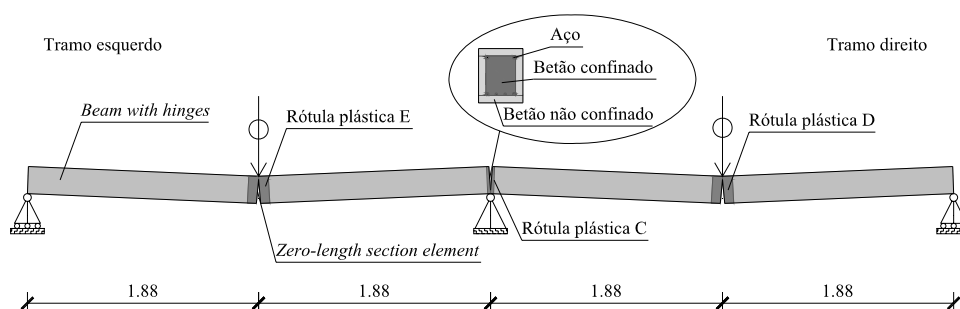


Figura 25: Esquema geral da viga adoptado na modelação

Na Figura 25 é ilustrado o esquema da viga adoptado na modelação numérica, considerado o que representa de forma mais rigorosa o comportamento observado experimentalmente. Os comprimentos dos tramos referidos na Figura 25 referem-se às distâncias efectivas entre os pontos de apoio.

O valor do módulo de elasticidade do troço elástico do elemento barra corresponde ao módulo de elasticidade do betão confinado, uma vez que o betão confinado é o que existe em maior quantidade na viga.

A lei de deslocamentos imposta nos pontos de controlo, mais precisamente nos pontos a meio vão, corresponde à lei obtida experimentalmente, corrigida de algumas perturbações que apresentava (ver Figura 26). Verifica-se que a lei de deslocamentos, inicialmente é igual nos dois tramos, mas a partir do step 28000, o tramo esquerdo passa a ter maior deslocamento que o direito. Uma vez que para o mesmo nível de força o deslocamento no tramo esquerdo era maior, pode-se concluir que o tramo direito tinha maior resistência que o esquerdo.

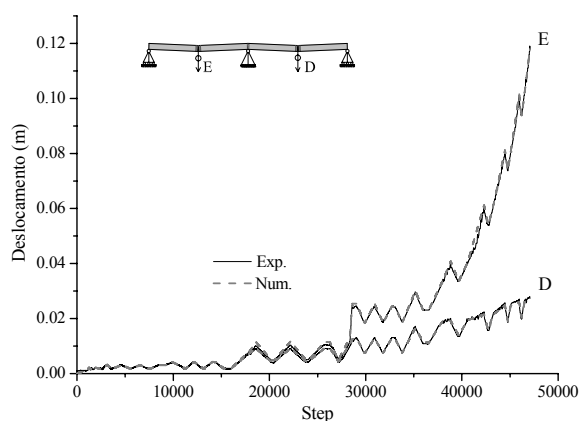


Figura 26: Lei de deslocamentos impostos

4.3. Apresentação e discussão dos resultados numéricos

Nesta secção apresentam-se os resultados obtidos pelo modelo numérico desenvolvido e, sempre que possível, os mesmos são apresentados em confronto com os resultados alcançados experimentalmente. A estratégia numérica passou por impor a lei de deslocamentos obtida experimentalmente e não a lei de forças, uma vez que a resposta experimental não é simétrica. Tal deve-se ao facto da resistência e rigidez da viga não ser exactamente igual nos dois tramos devido às propriedades dos materiais e características geométricas em cada instante. Tendo o ensaio sido feito com controlo de força, o seu valor é semelhante nos dois tramos. Aplicando a lei de forças experimental no modelo numérico, a resposta numérica resultante será

simétrica, visto que no modelo as propriedades dos materiais, características geométricas, sistema de apoio e aplicação de cargas são iguais nos dois tramos.

A calibração do modelo foi realizada de maneira a obter a melhor aproximação dos resultados numéricos aos resultados experimentais, nomeadamente em termos da relação força-deslocamento a meio vão, tendo-se conseguido melhor aproximação no tramo da esquerda.

4.3.1. Relação força-deslocamento

Os resultados numéricos de força-deslocamento a meio vão encontram-se na Figura 27. Em linhas gerais, os resultados do tramo da esquerda aproximam-se mais dos experimentais, isto porque a calibração do modelo incidiu-se mais neste tramo. Verifica-se que os resultados numéricos do tramo da direita têm rigidez superior à experimental e menor resistência. Em ambos os tramos a força máxima atingida é aproximadamente 25kN.

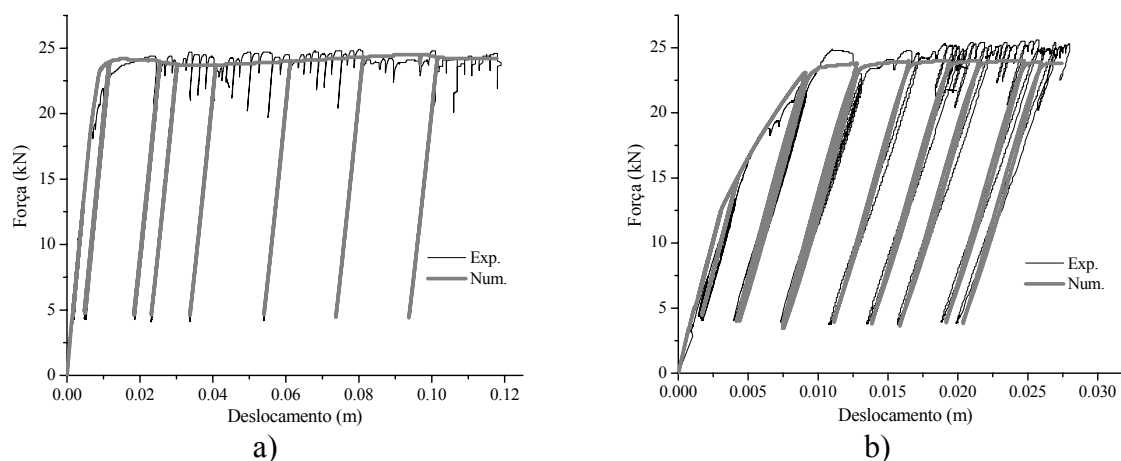


Figura 27: Relação força-deslocamento: a) tramo esquerdo; b) tramo direito

Tanto a rigidez inicial como a rigidez dos ciclos descarga-recarga e a resistência máxima aproximam-se da experimental, embora no tramo direito a rigidez numérica seja um pouco superior e a resistência inferior.

Sobrepondo as curvas força-deslocamento dos dois tramos, verifica-se que a rigidez experimental inicial é igual nos dois tramos, mas a resistência do tramo da direita é ligeiramente superior (ver Figura 28).

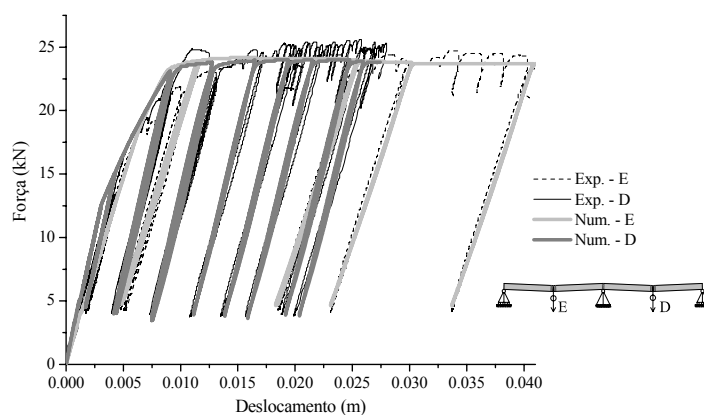


Figura 28: Relação força-deslocamento a meio vão nos dois tramos

Fazendo a análise da evolução das forças aplicadas a meio vão, expressa na Figura 29, constata-se que as forças obtidas numericamente acompanham as experimentais, excepto na parte inicial do tramo direito.

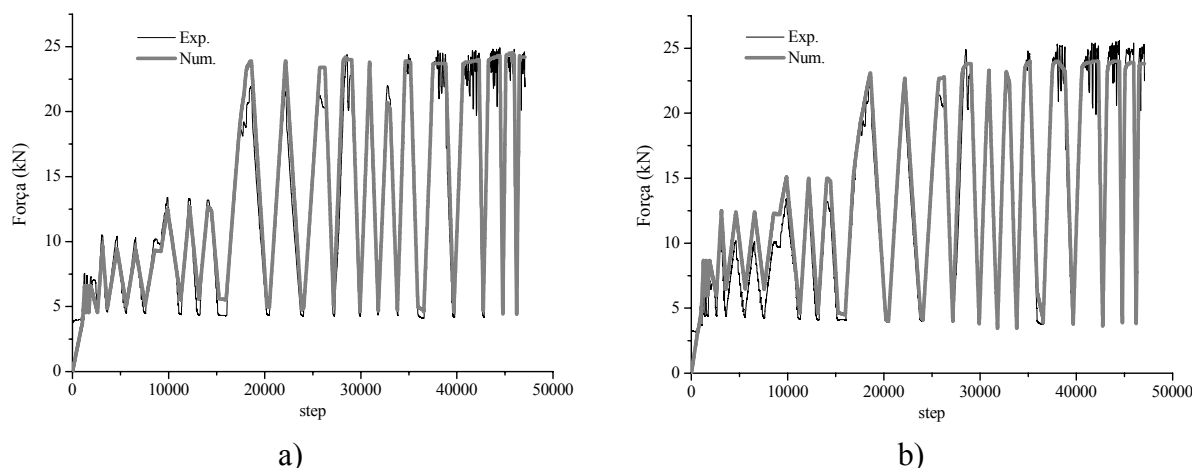
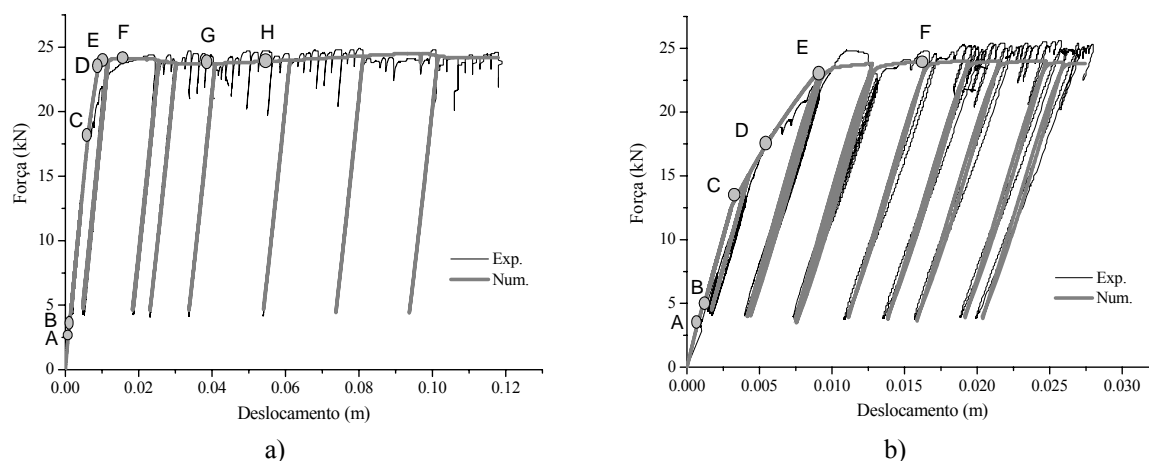


Figura 29: Evolução da força aplicada a meio vão: a) tramo esquerdo; b) tramo direito

A evolução dos danos da viga que influenciam a curva força-deslocamento a meio vão foi determinada pela comparação das curvas de tensão-deslocamento dos materiais com a força-deslocamento a meio vão. Estas relações não são apresentadas de forma gráfica, uma vez que apenas permitiram a identificação dos danos, não sendo úteis para outras análises. Para as curvas terem a mesma ordem de grandeza, as mesmas foram normalizadas, dividindo cada valor pelo máximo atingido. Com estas curvas, é possível determinar onde ocorre o início da fendilhação, a cedência do aço, a rotura do betão e cedência da armadura. No entanto, como as curvas são normalizadas, nem todos os máximos das tensões correspondem aos danos. Para isso são tidas em conta as curvas tensão-extensão dos materiais.

Na Figura 30 são apresentadas as curvas força-deslocamento a meio vão, comentadas com os principais danos que ocorrem nas rótulas plásticas.



Legenda:

- A** – Início da fendilhação no apoio central
- B** – Início da fendilhação a meio vão
- C** – Cedência da armadura superior do apoio central
- D** – Cedência da armadura inferior a meio vão
- E** – Rotura por compressão do betão não confinado no apoio central
- F** – Rotura por compressão do betão não confinado a meio vão
- G** – Rotura por compressão do betão confinado do apoio central
- H** – Rotura por compressão do betão confinado a meio vão







Figura 30: Evolução de dano: a) tramo da esquerda; b) tramo da direita

De acordo com o que foi verificado experimentalmente, o início da fendilhação ocorre no apoio central, seguindo-se a meio vão do tramo esquerdo e depois a meio vão do tramo direito. O início da fendilhação não tem influência visível na resposta do elemento, uma vez que o valor de resistência à tracção do betão é baixo. O terceiro dano é a cedência da armadura superior do apoio central. O que tem maior influência na curva força-deslocamento é a cedência da armadura inferior a meio vão. A rotura do betão não confinado ocorre depois da cedência da armadura inferior a meio vão do tramo esquerdo e depois da cedência da armadura a meio vão do tramo direito, ocorrendo primeiro no apoio central e depois a meio vão. Por último, ocorre a rotura do betão confinado nos meios vãos.

O deslocamento máximo atingido no tramo esquerdo, 0.12m, é cerca de quatro vezes superior ao máximo atingido no tramo direito (0.028m). Esta diferença deve-se à maior capacidade resistente do tramo direito. Apesar da elevada deformação ocorrida no tramo esquerdo, originando grandes rotações das secções, o aço não entrou em rotura, devido ao escorregamento e à elevada ductilidade que este tipo de aço apresenta.

Na Tabela 3 são apresentadas fotografias das rótulas plásticas correspondentes ao início da fendilhação e ao final do ensaio. Pelas imagens do final do ensaio, verifica-se que a rótula plástica do tramo esquerdo tem duas fissuras principais e nas outras duas rótulas apenas existe uma fissura principal. Esta constatação justifica, mais uma vez, que as rótulas plásticas de elementos com armadura lisa cingem-se praticamente a uma única secção.

Tabela 3: Mapa de danos na viga

Tramo esquerdo	Apoio central	Tramo direito
 d=8.5mm – Primeira fissura	 d=3.5mm – Primeira fissura	 d=9.0mm – Primeira fissura
 final	 final	 final

4.3.2. Energia dissipada

Na Figura 31 é representada a evolução da energia total da viga. Esta energia está associada às forças exteriores que actuam na viga e corresponde à energia total dissipada internamente quando se considera a viga como um todo, não podendo isolar-se os tramos, uma vez que as forças exteriores aplicadas num tramo produzem esforços no outro tramo.

A energia total foi calculada com base na relação força-deslocamento a meio vão e corresponde à soma cumulativa da área abaixo da curva para os dois tramos. Esta energia corresponde à soma da energia dissipada pelo elemento com a energia armazenada sob a forma de energia potencial elástica. Assim, a designação energia dissipada, adoptada nesta Dissertação, corresponde à soma dos dois tipos de energia mencionados e não à energia dissipada isoladamente. No entanto, a energia elástica tem um valor muito inferior à dissipada internamente e tem valor nulo na descarga completa.

Em regime linear a energia total dissipada é próxima de zero, pois o deslocamento vertical a meio vão é pequeno. Quando os materiais atingem a sua cedência, ou seja, passam a trabalhar em regime não linear, o incremento de energia dissipada é cada vez maior, uma vez que quanto maior é o deslocamento atingido maior é a energia dissipada.

A energia total dissipada numérica apresenta boa aproximação à experimental, sendo a diferença entre as duas de apenas 1.8%, o que demonstra que tanto a resistência como a rigidez do modelo estão próximas das da viga ensaiada. O tramo esquerdo é o que mais contribui para a dissipação de energia, pois o seu deslocamento máximo é maior que o do tramo direito.

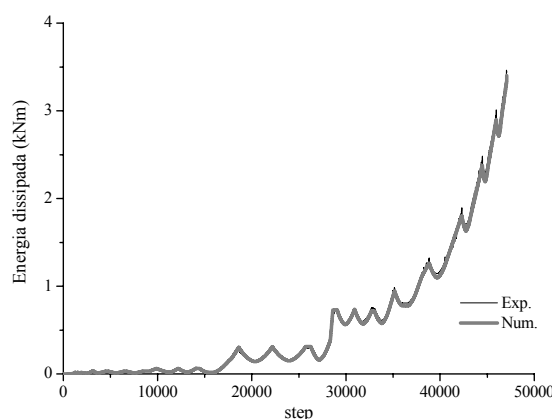


Figura 31: Evolução da energia dissipada no tempo

4.3.3. Evolução dos diagramas de momentos

Na Figura 32 é representada a evolução dos momentos no tempo. Verifica-se que na parte inicial o momento no apoio central é superior aos momentos a meio vão, isto porque em regime elástico, para vigas de dois tramos simplesmente apoiados e com cargas concentradas a meio vão, o momento no apoio central é cerca de 1.19 vezes o momento a meio vão. Esta relação de momentos é a que garante o equilíbrio da estrutura em regime elástico.

Uma vez que a armadura da viga não é simétrica, o momento máximo resistente depende do sentido de aplicação das forças. Para este caso, o momento positivo resistente é superior ao negativo, uma vez que a área de armadura inferior é praticamente o dobro da superior. Assim, quando se atinge o momento resistente da secção no apoio central (momento

negativo), a meio vão o momento ainda pode continuar a evoluir até atingir o valor máximo resistente.

De acordo com o EC2 (2004), usando as propriedades médias dos materiais e coeficientes de segurança unitários, para a secção da viga, calculou-se os valores dos momentos resistentes (ver Tabela 4). Comparando os momentos resistentes assim calculados, verifica-se que são próximos dos obtidos na simulação, sendo os valores obtidos numericamente, 0.5% e 0.9% superiores aos dados pelo EC2 para o momento positivo e negativo, respectivamente. Como se atingiu o momento resistente, o modo de rotura da viga é por flexão.

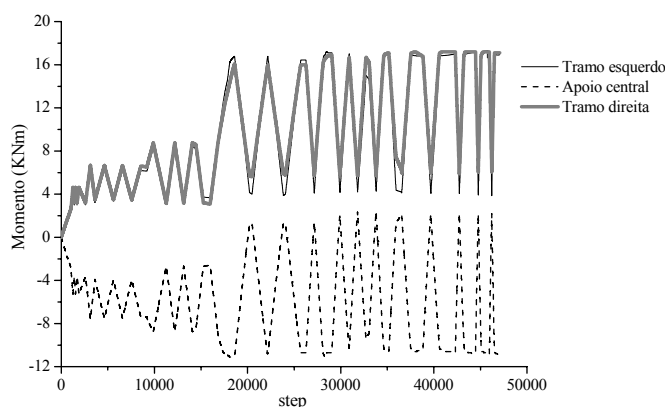


Figura 32: Evolução dos momentos nas rótulas plásticas

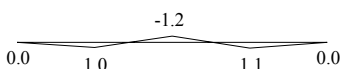
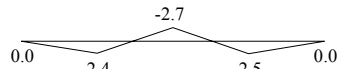
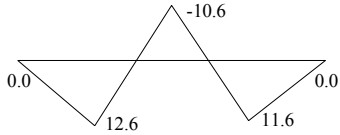
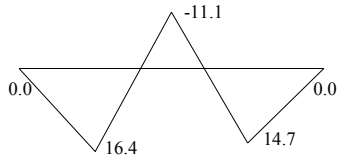
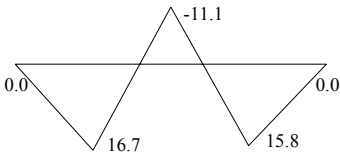
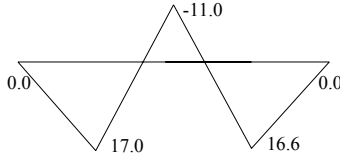
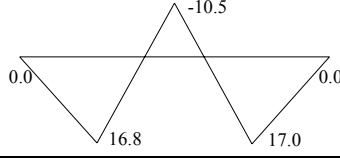
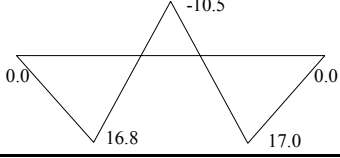
Tabela 4: Comparação do momento resistente obtido segundo o EC2 e o modelo numérico

	Momento positivo resistente (kN·m)	Momento negativo resistente (kN·m)
Segundo o EC2 (2004)	17.1	11.1
Obtido numericamente	17.2	11.2
Diferença	0.5%	0.9%

Pela Tabela 5, na qual são representados os diagramas de momentos correspondentes à ocorrência dos danos observados e destacados na Figura 30, verifica-se que o momento negativo resistente é atingido após a cedência da armadura superior no apoio central e o momento positivo resistente é atingido na cedência da armadura inferior a meio vão. Na fase inicial (dano A e B), o momento no apoio central é superior ao momento a meio vão, como era de esperar em regime elástico. Após serem atingidos os momentos resistentes, estes mantêm-se com o mesmo valor na ocorrência dos danos posteriores. O diagrama é linear

porque as cargas aplicadas são pontuais. Nos apoios extremos não é mobilizado momento, pois estes apresentam liberdade de rotação.

Tabela 5: Evolução do digrama de momentos com os danos observados

Dano observado	Diagrama de momentos (kN·m)
A - Início da fendilhação no apoio central	
B - Início da fendilhação a meio vão	
C - Cedência da armadura superior do apoio central	
D - Cedência da armadura inferior a meio vão	
E - Rotura por compressão do betão não confinado no apoio central	
F - Rotura por compressão do betão não confinado a meio vão	
G - Rotura por compressão do betão confinado do apoio central	
H - Rotura por compressão do betão confinado a meio vão	

4.3.4. Relação momento-curvatura

As curvas presentes na Figura 33 referem-se ao momento-curvatura das rótulas plásticas a meio vão e da rótula no apoio central, que numericamente está dividida em duas (apoio central - esquerda e apoio central - direita). Verifica-se, que até se atingir o momento máximo

resistente, a relação é linear e igual nas três rótulas plásticas. Nas descargas e recargas a relação momento-curvatura é linear e próxima da inicial. Na cedência do elemento é atingido o momento resistente, ao qual corresponde uma curvatura de $3.2 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}$ a meio vão e de $2.7 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}$ no apoio central. Confrontando as relações presentes nas Figura 27 e Figura 33, verifica-se que quanto maior é o deslocamento maior é a curvatura.

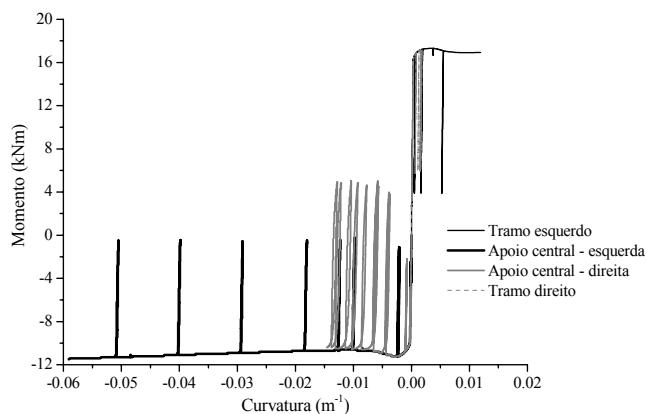


Figura 33: Relação momento-curvatura nas rótulas plásticas

4.3.5. Evolução da posição do eixo neutro

A evolução do eixo neutro foi determinada pelos diagramas de extensões das secções das rótulas plásticas, admitindo a hipótese das secções planas. A Figura 34 apresenta a evolução da posição do eixo neutro nas três rótulas plásticas relativamente ao centro geométrico da secção. Esta curva permite saber qual o betão que está à compressão e quais os danos que fazem variar de forma mais significativa a posição do eixo neutro. Os danos identificados correspondem aos apresentados na secção 4.3.1, sendo o acontecimento A o início da fissuração, o C e D a cedência da armadura em tração e F rotura por compressão do betão não confinado. As curvas têm também representada a posição do centro dos varões longitudinais e a interface entre o betão confinado e não confinado.

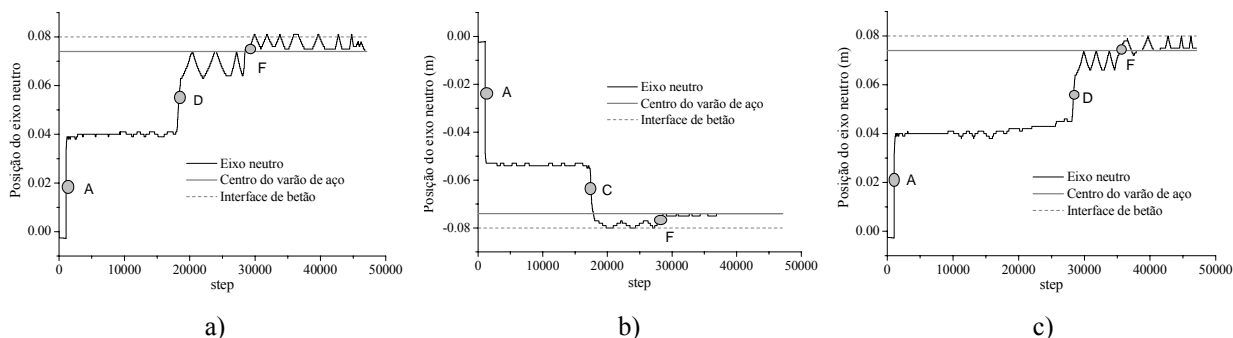


Figura 34: Evolução da posição do eixo neutro: a) secção a meio vão do tramo esquerdo; b) secção sobre o apoio central; c) secção a meio vão do tramo direito

A partir da rotura à compressão do betão a meio vão, o eixo neutro fica instalado entre o centro dos varões longitudinais em compressão e a interface entre o betão confinado e não confinado. Antes da fissuração o eixo neutro encontra-se um pouco abaixo do centro geométrico devido ao facto da armadura longitudinal não ser simétrica. Quando o eixo neutro está acima dos varões longitudinais, os varões superiores também estão à tracção, sendo todo o esforço de compressão absorvido pelo betão.

4.3.6. Diagramas tensão-extensão

Os perfis de tensão presentes na Tabela 6 demonstram a evolução da tensão com os danos e correspondem à tensão média da secção, obtida pela média ponderada da tensão instalada no betão confinado e não confinado. É de notar que no perfil G a armadura superior encontra-se em tracção, isto porque neste momento o eixo neutro está acima da armadura. Antes do início da fendilhação, o diagrama de tensões é praticamente simétrico. Após o início da fendilhação, a armadura inferior sofre um aumento de tensão, uma vez que o betão já não contribui para resistir aos esforços de tracção. A tensão de compressão do betão não confinado é sempre superior à do confinado, até ao momento em que entra em rotura, pois está mais afastado do eixo neutro.

Nas Figuras 35 e 36 são representados os diagramas tensão-extensão relativos à rótula plástica do tramo esquerdo e à rótula plástica do apoio central, respectivamente. Em ambos os casos, o aço em tracção entrou em cedência mas não atingiu a rotura. Experimentalmente, pela mudança de tonalidade e destacamento do betão aderente, conclui-se que o aço em tracção plastificou, ou seja, entrou em cedência, tal como verificado no modelo numérico.

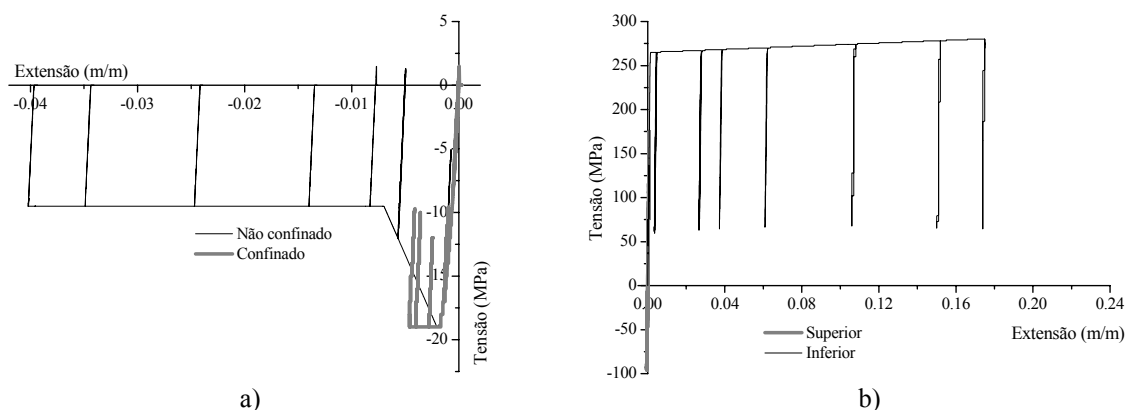


Figura 35: Diagramas tensão-extensão na secção a meio vão do tramo esquerdo: a) betão; b) aço

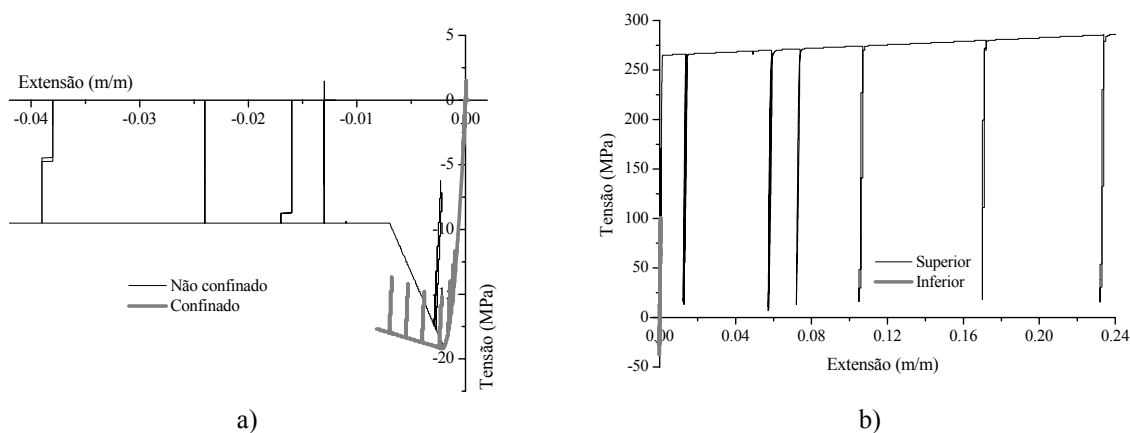


Figura 36: Diagramas tensão-extensão na secção do apoio central: a) betão; b) aço

Tabela 6: Evolução do perfil de tensões e extensões na secção a meio vão do tramo esquerdo

Dano observado	Perfil de extensões	Perfil de tensões (MPa)
Antes da fendilhação		
A - Início da fendilhação no apoio central		
B - Início da fendilhação a meio vão		
C - Cedência da armadura superior do apoio central		
D - Cedência da armadura inferior a meio vão		
E - Rotura por compressão do betão não confinado no apoio central		
F - Rotura por compressão do betão não confinado a meio vão		
G - Rotura por compressão do betão confinado do apoio central		

Em relação ao betão confinado e não confinado, ambos atingiram a sua capacidade máxima resistente, tendo o betão não confinado uma extensão residual muito superior à extensão máxima do confinado.

4.3.7. Relação força-rotação nos apoios

Na Figura 37 é feita a comparação entre a relação força-rotação nos apoios extremos da viga medida experimentalmente com recurso a comparadores, e a obtida numericamente. A medição experimental é discreta e apresenta apenas 7 pontos. Por esta razão não existem ciclos de descarga-carga na relação experimental e, além disso, o último ponto de medição experimental ocorre antes do final do ensaio, não havendo por isso informação sobre as rotações na parte final do ensaio. Analisando as relações, repara-se que a relação numérica acompanha a experimental, concluindo-se com isso que o modelo numérico expressa de forma fiel a resposta da viga. O andamento destas relações assemelha-se às de força-deslocamento a meio vão (ver Figura 27), tendo um primeiro troço linear elástico até à cedência do elemento, passando depois para o regime não linear. As descargas e recargas numéricas seguem uma lei linear próxima da inicial.

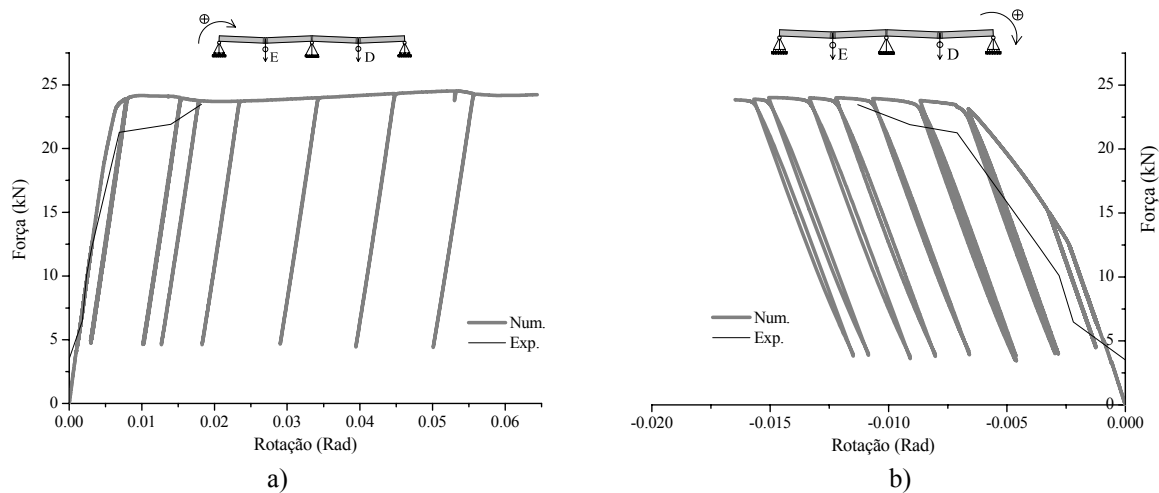


Figura 37: Relação força-rotação nos apoios dos extremos da viga: a) apoio esquerdo; b) apoio direito

4.3.8. Esforços de corte

A análise da evolução dos esforços de corte na viga permite averiguar se foi atingido a rotura por corte. O gráfico da Figura 38, no qual é representada a evolução do módulo do esforço transversal no apoio esquerdo e à direita do apoio central, permite constatar que em nenhum instante foi atingido o esforço de corte resistente. Neste mesmo gráfico é representado o

esforço de corte resistente devido à contribuição do betão ($V_{mc}=39.9\text{kN}$), do aço ($V_{ms}=22.3\text{kN}$) e do conjunto aço-betão ($V_m=61.3\text{kN}$), determinado pelas expressões do EC2 (2004).

O máximo esforço transversal atingido no apoio da esquerda foi de 9.2kN e no apoio central de 15.3kN . Estes valores estão muito abaixo do esforço de corte resistente da secção. Não se representou a evolução do esforço no tramo direito porque é simétrico em relação ao tramo esquerdo.

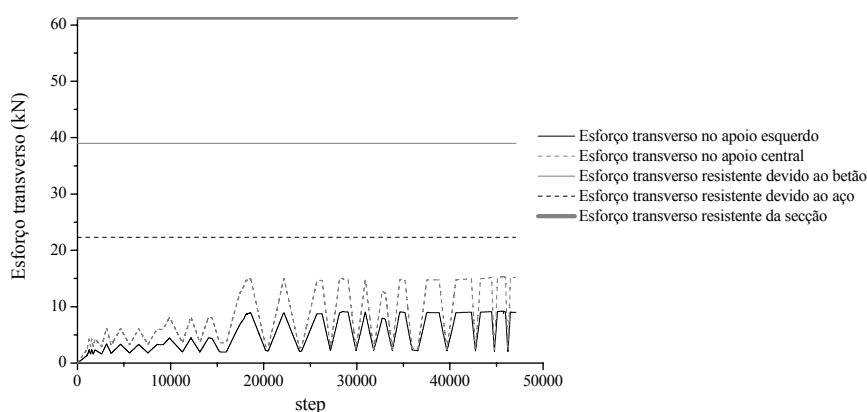


Figura 38: Evolução dos esforços de corte nos apoios no tramo esquerdo

4.4. Simulação do efeito do escorregamento pelo coeficiente de escorregamento

Nesta secção faz-se a análise dos resultados obtidos simulando o escorregamento da armadura não pelo material *Bond_SP01*, mas pela utilização de um coeficiente de escorregamento (λ) que reduz o módulo de elasticidade do aço. Esta metodologia está presente em Varum (2003) e foi descrita na secção 2.6. Em comparação com o modelo anterior, as únicas diferenças a assinalar são: a redução do valor do módulo de elasticidade do aço e a substituição do modelo do aço *Bond_SP01* pelo *steel02*.

Os melhores resultados foram obtidos utilizando $\lambda=3$, valor que considera apenas 33% do módulo de elasticidade real do aço. Analisando a resposta numérica adquirida verifica-se que acompanha a experimental tanto em resistência como em rigidez (ver Figura 39).

No que diz respeito à evolução da energia dissipada, esta acompanha muito bem o andamento da experimental, sendo que, no final, a diferença entre as duas é de apenas 1%. Esta diferença ainda é menor que na modelação anterior. No entanto, no modelo anterior

consegue-se controlar mais parâmetros que condicionam a resposta, como é o caso do factor de redução de rigidez (b) e o factor de *pinching* (R_c).

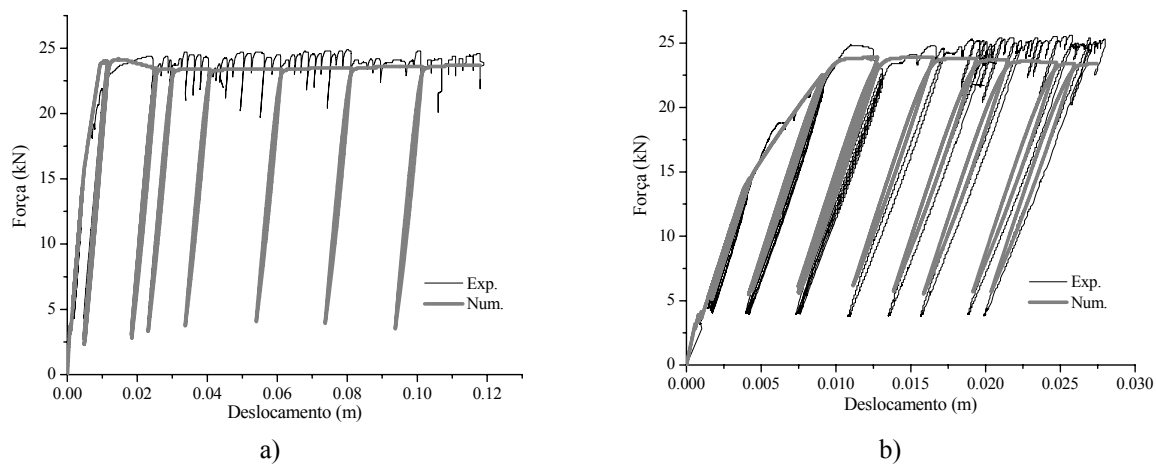


Figura 39: Relação força-deslocamento a meio vão: a) tramo esquerdo; b) tramo direito

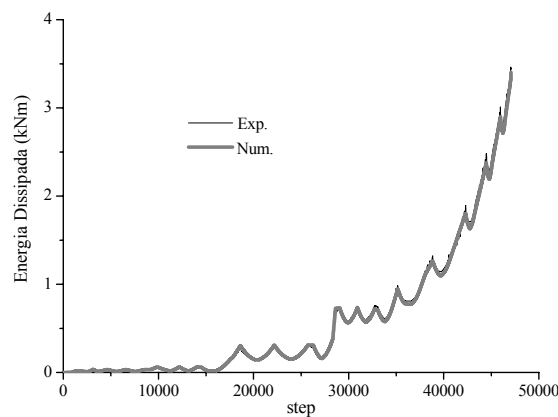


Figura 40: Evolução da energia dissipada considerando o coeficiente de escorregamento para simular o escorregamento

4.5. Influência do escorregamento na resposta da viga

Nesta secção são apresentados os resultados numéricos globais sem a consideração do fenómeno do escorregamento. A diferença do modelo numérico reside no material das fibras de aço no elemento de comprimento zero. Nestes casos o *Bond_SP01* é substituído pelo *steel02*, que é o material das fibras de aço nas rótulas plásticas dos elementos barra.

Não tendo em conta o fenómeno do escorregamento, a resposta numérica apresenta maior rigidez que a experimental (ver Figura 41) e do que a resposta numérica considerando escorregamento (ver Figura 27), não reproduzindo bem a resposta real da viga. No entanto, a resistência máxima atingida é a mesma considerando ou não escorregamento. Daqui se

conclui que o fenómeno do escorregamento não influencia a resistência máxima da viga, mas sim a sua rigidez que é tanto menor quanto maior o escorregamento atingido.

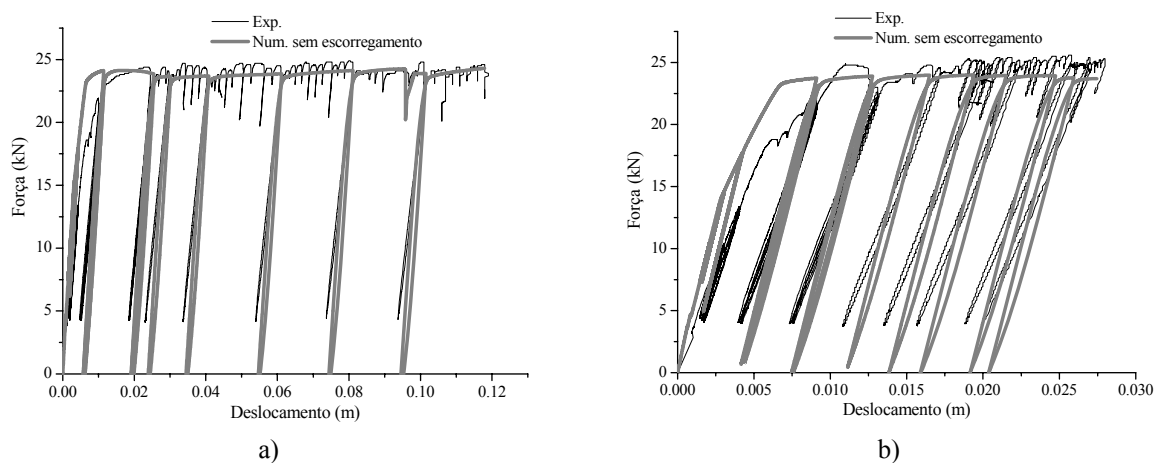


Figura 41: Relação força-deslocamento a meio vão considerando aderência perfeita: a) tramo esquerdo; b) tramo direito

Não tendo em conta o escorregamento da armadura, a energia dissipada numérica é sempre superior à experimental (ver Figura 42), registando-se uma diferença máxima de 10% e de 12% em relação à energia calculada com base nos resultados experimentais e à energia determinada pelos resultados numéricos considerando escorregamento, respectivamente. A diferença de 12% entre as energias dissipadas obtidas numericamente, com e sem escorregamento, demonstra a importância da incorporação deste fenómeno nos modelos numéricos de avaliação sísmica de estruturas. Conclui-se assim que o fenómeno do escorregamento diminui a energia dissipada internamente pelos elementos, originando por isso, pior comportamento dos elementos sujeitos a cargas cíclicas.

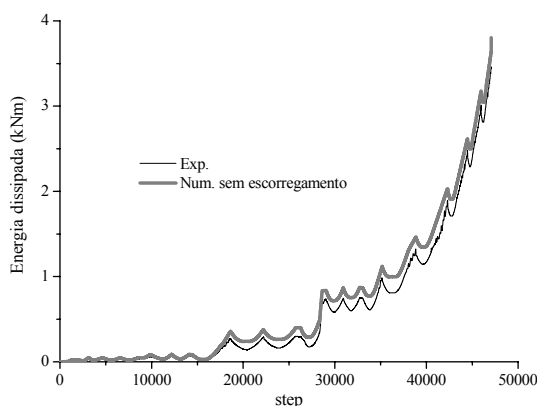


Figura 42: Evolução da energia dissipada sem considerar o fenómeno do escorregamento

4.6. Considerações finais

Os resultados experimentais permitiram calibrar o modelo numérico da viga e com isso concluir que para este caso, o escorregamento diminui a rigidez e a energia dissipada. No entanto, a resistência máxima não é influenciada pelo escorregamento. A força máxima atingida a meio vão foi de 25kN, que corresponde à cedência do aço e rotura do betão confinado no apoio central. Após a cedência do elemento, a envolvente da relação força-deslocamento mantém-se constante. Os danos observados são a rotura do betão não confinado e confinado e cedência da armadura em tracção.

Os resultados das modelações que consideram o escorregamento aproximam-se mais dos experimentais, evidenciando a importância da incorporação do fenómeno do escorregamento nos modelos numéricos. Um facto que evidencia esta aproximação, é a energia total dissipada que, considerando escorregamento, é praticamente igual à experimental; no entanto, sem escorregamento é 10% superior.

O valor do momento resistente teórico segundo o EC2 (2004) das secções foi atingido na modelação numérica e na cedência do aço. O eixo neutro das secções, inicia-se junto do centro geométrico, no entanto, após a fendilhação da secção, começa a aproximar-se da armadura em compressão, estabilizando-se junto dela. As relações numéricas força-rotação nos apoios dos extremos aproximam-se das experimentais, evidenciando que o modelo reproduz de forma fiel o comportamento real da viga. O esforço transversal máximo instalado na viga não atinge o esforço resistente, por isso a viga não rompeu por corte.

Os parâmetros do modelo que simula o escorregamento, *Bond_SP01*, que permitiram alcançar os melhores resultados foram: $\alpha=0.55$ (valor superior ao recomendado em CEB-217 (1993) para armadura lisa); factor de redução de rigidez $b=0.30$; factor de *pinching* $R_c=0.8$; escorregamento na cedência do aço (s_y) de 0.44mm; e, escorregamento último (s_u) de 17.6mm.

A simulação do escorregamento só com a redução do módulo de elasticidade do aço, também permitiu bons resultados numéricos quando confrontados com os experimentais. Para este caso, o valor do coeficiente de escorregamento que permitiu a melhor aproximação foi $\lambda=3$, ou seja, considera-se apenas 33% do módulo de elasticidade inicial do aço.

5. RESPOSTA DE NÓS VIGA-PILAR

Este capítulo tem como objectivo a previsão da resposta de 4 tipos provetes nós viga-pilar interiores com diferentes armaduras que vão ser ensaiados ciclicamente à escala real em laboratório, com o objectivo de estudar o efeito do escorregamento nestes elementos.

5.1. Descrição geral dos nós viga-pilar

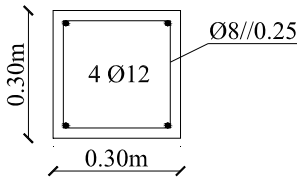
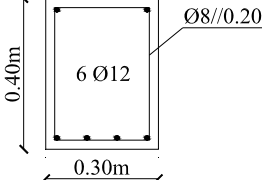
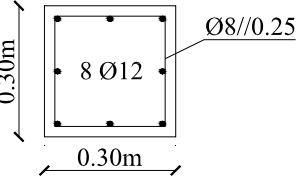
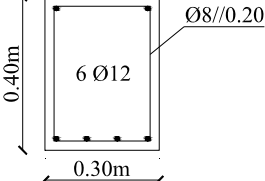
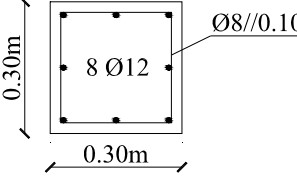
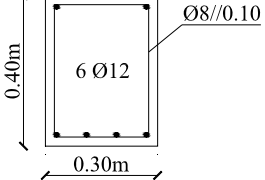
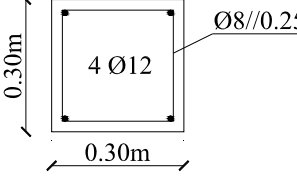
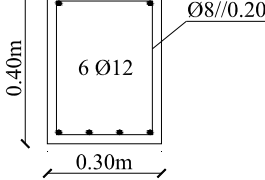
Os provetes que são objecto de estudo são análogos aos nós interiores planos existentes em pisos intermédios das estruturas de betão armado. A escala dos provetes é de 1/1, com secções de dimensões correntes, pretendendo simular os nós viga-pilar de uma estrutura com 3m de altura piso a piso e vigas com 4m de vão.

Existem 4 tipos de provetes, sendo 3 de armadura lisa e 1 de armadura nervurada. As secções são as mesmas em todos os elementos e são de $0.30 \times 0.30 \text{m}^2$ para os pilares e $0.30 \times 0.40 \text{m}^2$ para as vigas. A única diferença entre os 3 provetes com armadura lisa é a quantidade de armadura, conforme descrito na Tabela 7. Em todos os provetes o valor do recobrimento é 2.0cm e os estribos são dobrados em ângulos rectos. A armadura longitudinal não tem ancoragens no nó, tendo apenas dobras a 90° nas extremidades, como representado no esquema da Figura 43-b). No núcleo do nó só existem estribos na armadura da viga.

O ensaio ao qual os provetes vão ser sujeitos tem por objectivo estudar o comportamento deste tipo de nós viga-pilar nas estruturas pré-1970 realizados com armadura lisa e sujeitos a cargas cíclicas. Com o auxílio de servoactuadores hidráulicos será aplicado esforço axial constante no pilar e uma força variável cíclica com inversão de sinal no topo superior do pilar. Os elementos vão ser ensaiados na horizontal com 3 apoios ao exterior, um apoio duplo na base do pilar e um apoio simples em cada extremidade da viga (ver Figura 43-a).

Dos 4 tipos de provetes, 4 são do tipo PR1 para experimentalmente se aplicar diferentes esforços axiais no pilar com o intuito de verificar a influência do esforço axial no comportamento do nó. Nos outros provetes só existe 1 exemplar de cada. O provete PR4, construído com armadura nervurada, vai permitir averiguar quais as diferenças no comportamento dos nós com armadura lisa em relação aos de armadura nervurada. O factor de dano que se vai estudar em profundidade é o escorregamento das armaduras.

Tabela 7: Características geométricas das secções transversais

Designação	Armadura	Secção transversal	
		Pilar	Viga
PR1	Lisa		
PR2	Lisa		
PR3	Lisa		
PR4	Nervurada		

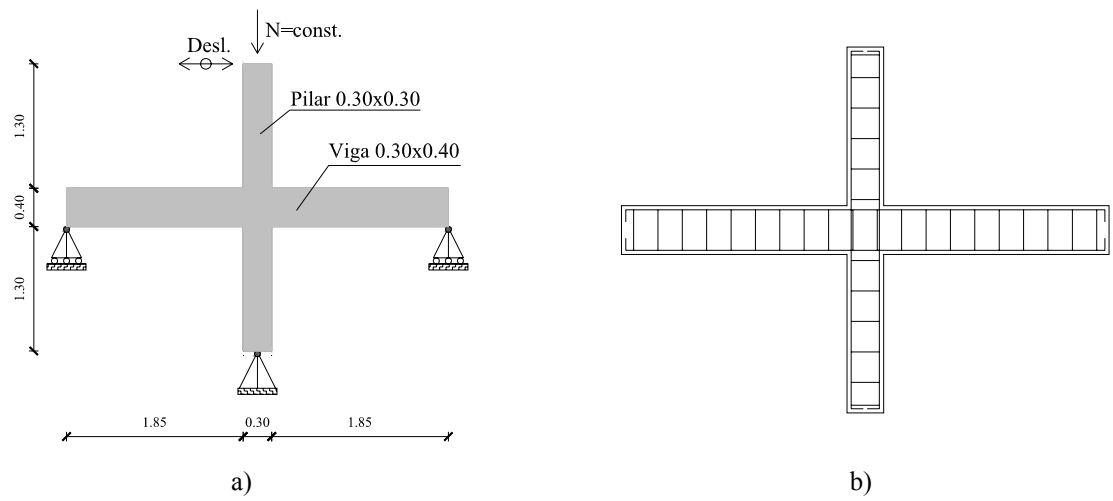


Figura 43: Esquema dos provetes dos nós viga-pilar: a) esquema de ensaio; b) disposição da armadura

O esforço axial a aplicar nos provetes será de 200kN, que corresponde a um esforço axial reduzido de 10%, valor típico para um pilar que suporta 2 pisos. No provete PR4 também se irá aplicar no modelo numérico um esforço axial de 300kN, correspondendo a um esforço axial reduzido com o valor de 16% típico de estruturas com 3 pisos (ver Tabela 8).

Tabela 8: Nível de esforço axial e deslocamentos máximos

Provete	Esforço axial no pilar (kN)	Desl. máx. horizontal (m)
PR1, PR2 e PR3	200	0.10
PR4	200 e 300	0.10

5.2. Critério e parâmetros utilizados

Não foram realizados quaisquer ensaios ao betão e às armaduras, por isso foram adoptados os valores médios das propriedades correntes para cada classe de materiais. O betão usado nos provetes é da classe C16/20, correspondendo a um betão de fraca a média qualidade, típico do existente nas estruturas antigas. Quanto ao aço, nas armaduras lisas é do tipo S235 e nas nervuradas da classe S400.

Tabela 9: Características mecânicas do betão adoptadas na modelação dos nós

Betão	Provete	f_{cm} (MPa)	ε_0 (‰)	f_{cum} (MPa)	ε_u (‰)
Não confinado	PR1, PR2, PR3 e PR4	24.0	2.0	4.8	10.0
	PR1				
	Pilar	24.2	2.0	4.8	31.8
	Viga	24.5	2.1	4.9	32.8
Confinado	PR2				
	Pilar	24.3	2.1	4.9	32.8
	Viga	24.5	2.1	4.9	32.8
	PR3				
	Pilar	26.1	2.4	5.2	36.7
	Viga	25.6	2.3	5.1	35.5
	PR4				
	Pilar	24.3	2.1	4.9	32.1
	Viga	24.8	2.1	5.0	33.6

Para se ter em conta o efeito de confinamento dos estribos, usou-se a formulação presente em Guedes (1997) para corrigir as propriedades do betão usado no modelo *concrete02* que estão presentes na Tabela 9. As propriedades do betão não confinado correspondem aos valores médios presentes no EC2 (2004) para a classe C16/20. Considerou-se também uma resistência à tracção de 1.6MPa e uma resistência residual à compressão de 20% da máxima, de acordo com Park e Paulay (1974) (ver Figura 44). O núcleo de betão confinado é delimitado pelo centro dos varões longitudinais.

Em relação ao aço, foram considerados os valores médios das propriedades de acordo com a sua classe (ver Tabela 10). Para o aço S235, nos parâmetros do *steel02* considerou-se que o módulo de endurecimento é próximo de zero, devido ao patamar de cedência de grande extensão típico desta classe de aço. Para os dois tipos de aço admitiu-se que o parâmetro *R0* do *steel02* tem o valor de 18.50.

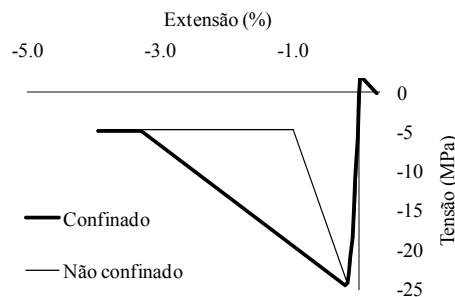


Figura 44: Relação tensão-extensão do betão usado no pilar de PR1

Tabela 10: Propriedades mecânicas consideradas para o aço

Proвете	Aço	f_{ym} (MPa)	E_s (GPa)	f_{sum} (MPa)	ϵ_u (%)
PR1, PR2 e PR3	S235	245.0	200.0	360.0	24.0
PR4	S400	405.0	200.0	460.0	12.0

A modelação dos provetes foi realizada segundo duas estratégias distintas (ver Figura 45): i) simulação do nó com barras elásticas de grande rigidez (modelo de nó rígido); ii) simulação do nó com o elemento *beamColumnJoint*. Para ter em conta a influência do escorregamento, foi introduzido o coeficiente de escorregamento (λ) que reduz o módulo de elasticidade do aço. Foram considerados dois valores para o coeficiente de escorregamento, $\lambda=3$ e $\lambda=10$, o que corresponde a 33% e 10% do módulo de elasticidade inicial, respectivamente. Embora o elemento *beamColumnJoint* considere escorregamento para armadura nervurada, aplicou-se o mesmo valor do coeficiente de escorregamento que no modelo de nó rígido.

Em relação aos elementos que simulam o pilar e a viga adoptou-se o modelo *beamWithHinges* com secção não linear em fibras nas rótulas plásticas, com comprimento igual a 25% da altura do elemento (0.25h) para os provetes com armadura lisa e 50% (0.50h) para o provete com armadura nervurada. Estes comprimentos de rótula plástica considerados são os recomendados em Varum (2003). Na parte elástica do *beamWithHinges* considerou-se um módulo de elasticidade igual ao do betão confinado.

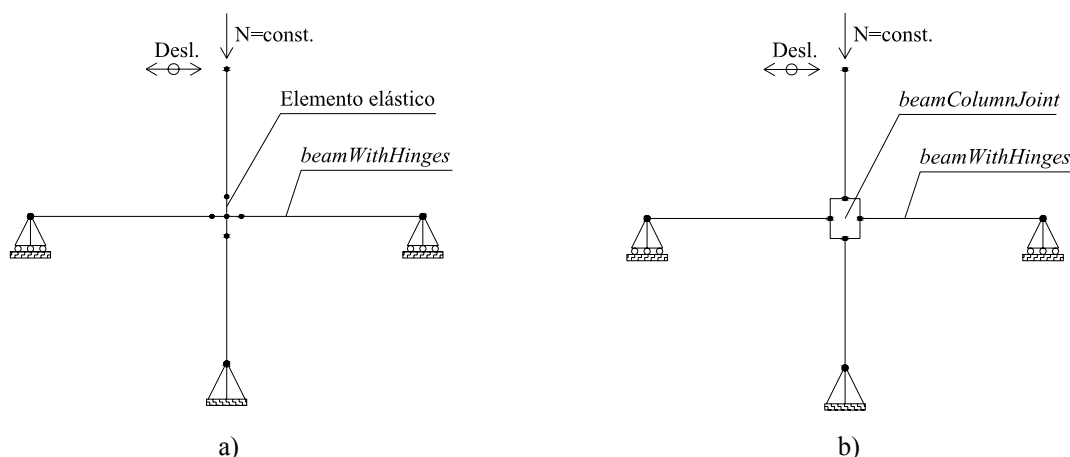


Figura 45: Configuração adoptada: a) modelo de nó rígido; b) modelo *beamColumnJoint*

No modelo de barras elásticas considerou-se que os elementos elásticos que simulam o nó têm um módulo de elasticidade igual a cinco vezes o do betão confinado, constituindo um nó rígido. As rótulas plásticas localizam-se junto ao nó e a sua identificação é feita na Figura 46.

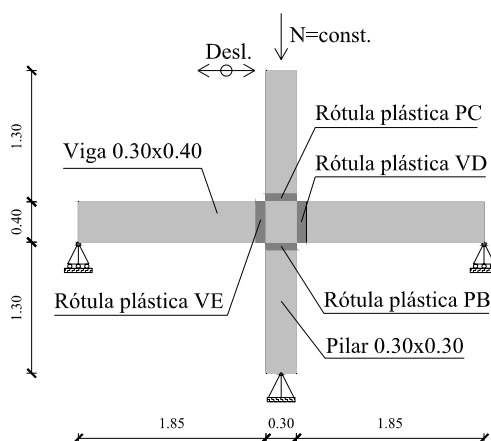


Figura 46: Identificação das rótulas plásticas

Em relação ao material *BarSlip* foram tidas em em conta as seguintes considerações: i) os varões são fracamente ancorados; ii) o comprimento de amarração corresponde a l_{fs} dado pela equação (14), considerando a tensão de cedência do aço e a tensão máxima de aderência de acordo com a Tabela 1, vindo para armadura lisa $l_{fs} = 1.25\text{m}$ e para nervurada $l_{fs} = 0.62\text{m}$; iii) o material tem dano. Este material foi usado para simular os varões longitudinais do elemento *beamColumnJoint*. No entanto, para o núcleo do nó e para a interface de corte, considerou-se um material elástico com módulo de elasticidade igual ao do betão confinado.

No elemento *beamColumnJoint* considerou-se que, para os provetes de armadura lisa, as condições de aderência são fracas e, no provete com armadura nervurada são boas.

Nos pilares consideraram-se os efeitos de segunda ordem provocados pelo esforço axial e a excentricidade originada pelo deslocamento de topo, usando para isso o comando *geomTranf PDelta*. No entanto, também se realizam modelações desprezando os efeitos de segunda ordem. Os deslocamentos impostos no topo do pilar seguem uma lei cíclica de amplitude crescente, com repetições do mesmo ciclo, até um deslocamento máximo de 0.10m (ver Figura 47). A lei de drift imposta no pilar é obtida através da divisão do deslocamento no topo do pilar pelo seu comprimento. Optou-se por um deslocamento máximo de 0.10m, uma vez que proporciona um drift máximo de 3.3%, valor correntemente usado e que permite explorar a não linearidade dos elementos.

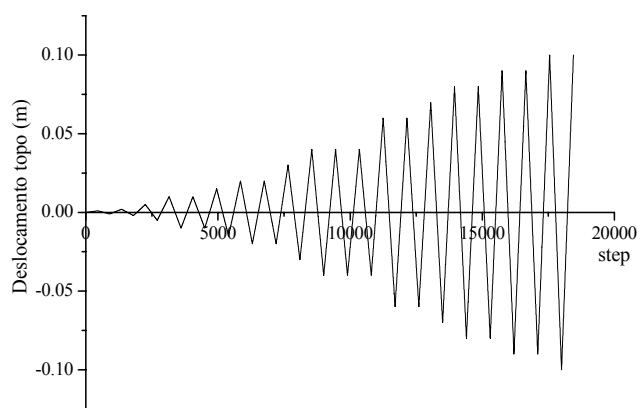


Figura 47: Lei de deslocamentos horizontais impostos no todo do pilar

5.3. Apresentação e discussão dos resultados numéricos

Nesta secção são apresentados e discutidos os resultados previsíveis do comportamento experimental dos elementos, com recurso a duas estratégias diferentes de modelação do núcleo do nó. Os resultados das modelações que consideram o escorregamento, foram realizados com os dois modelos de nó, no entanto, os resultados sem escorregamento referem-se só ao modelo de nó rígido.

Não se apresentam os resultados relativos aos provetes PR2 e PR3, pois as conclusões e relações obtidas são semelhantes às do provete PR1, uma vez que nestes três provetes a variação da armadura no pilar tem pouca influência nos resultados globais, porque o dano instala-se na viga, sendo esta a controlar a resposta.

Todas as relações e diagramas apresentados vêm no sentido da preparação dos ensaios experimentais. Para isso, expõe-se os valores das forças máximas instaladas nos apoios, deslocamentos máximos, os danos esperados e a sua ordem de acontecimento e localização.

Estes resultados irão assim ajudar no ajuste do sistema de ensaio, nomeadamente na definição da lei de deslocamentos e do sistema de instrumentação a instalar nos provetes, e oferecem uma previsão dos níveis de esforços e dos danos que podem ocorrer.

5.3.1. Provede PR1

Os resultados apresentados correspondem a um esforço axial constante de 200kN.

5.3.1.1. Relação força-drift

A curva força-drift corresponde à relação entre a força que é necessária impor no topo do pilar, para seguir a lei de deslocamentos imposta, e o drift do pilar.

A relação força-drift presente na Figura 48, referente ao modelo de nó rígido e não considerando os efeitos de segunda ordem, permite constatar que o coeficiente de escorregamento influencia muito a rigidez do elemento, principalmente para $\lambda=10$. No entanto, a resistência máxima (aproximadamente 21.5kN) é a mesma considerando ou não escorregamento.

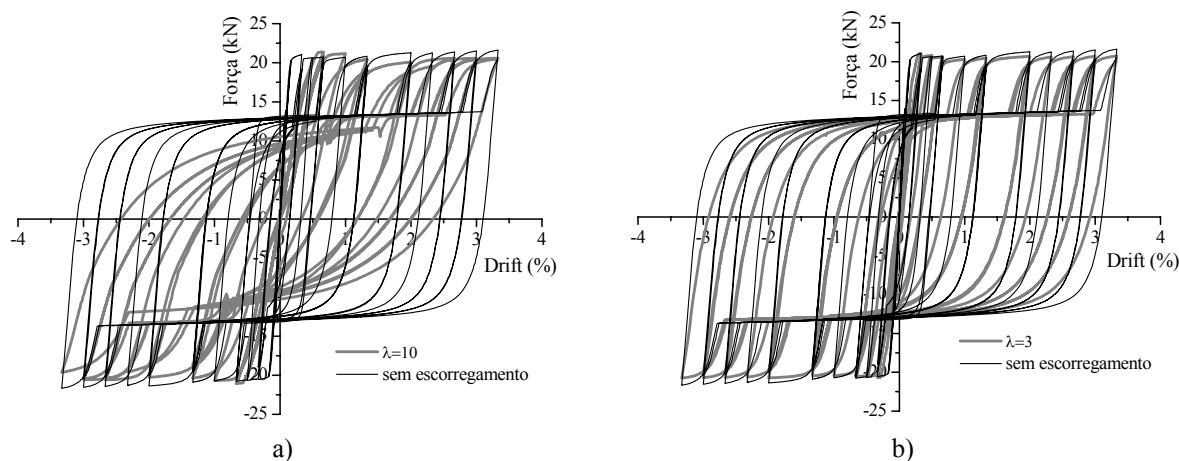


Figura 48: Influência do escorregamento na relação força-drift, sem efeitos de segunda ordem e para o modelo de nó rígido, para um nível de escorregamento: a) elevado; b) médio

Na Figura 49 mostra-se a relação força-drift para o modelo de nó rígido atendendo os efeitos de segunda ordem. Com estas relações também se verifica que o aumento do coeficiente de escorregamento diminui a rigidez do elemento. Em termos de resistência, esta é semelhante considerando ou não escorregamento (cerca de 21kN). No entanto, devido aos efeitos de segunda ordem, a força no topo do pilar vai diminuindo à medida que o drift aumenta.

Comparando as relações com e sem a consideração dos efeitos de segunda ordem, verifica-se que sem a sua consideração, a resistência máxima atingida é semelhante em todos os ciclos. No caso da consideração dos efeitos de segunda ordem, atinge-se a resistência máxima nos ciclos iniciais até à cedência do elemento e depois, com o aumento de drift, a resistência vai diminuindo. A perda de resistência do elemento deve-se ao facto dos esforços serem agravados pelos efeitos de segunda ordem, apesar da resistência disponível nas secções ser a mesma.

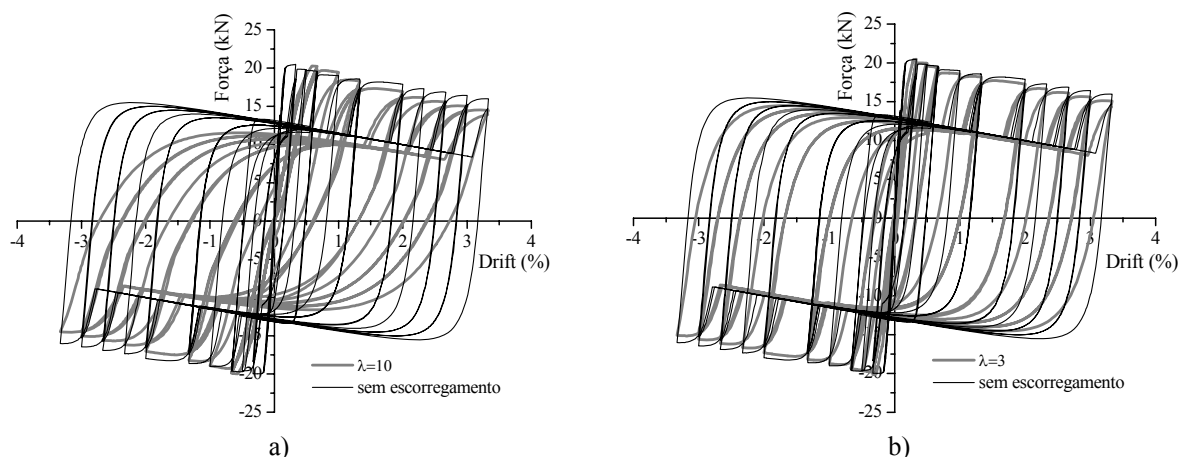


Figura 49: Influência dos efeitos de segunda ordem - Relação força-drift, com efeitos de segunda ordem e para o modelo de nó rígido, para um nível de escorregamento: a) elevado; b) médio

As relações força-drift evidenciam o efeito de *pinching* associado ao facto de se instalarem extensões residuais de elevado valor no aço e, como consequência, não se retoma a extensão zero na descarga, levando a que o betão deixe de ter tensões de compressão. Este facto acontece porque a viga não tem restrições de deslocamentos horizontais.

As relações presentes nas Figuras 50 e 51 dizem respeito ao modelo de nó *beamColumnJoint*. As diferenças comparativamente ao modelo de nó rígido são apenas em termos de rigidez. Tal deve-se ao facto de, para além da aplicação dos coeficientes de escorregamento, o modelo *beamColumnJoint* já ter implícito a consideração do escorregamento, embora idealizado para armadura nervurada. Em suma, o efeito acumulativo da consideração do escorregamento de duas maneiras distintas no mesmo modelo, fez diminuir a rigidez, além o nó central não ser rígido

Também com este modelo de nó existe inflexão na curva força-drift junto à resistência máxima devido às deformações residuais da viga. As verificações em termos de resistência e a influência dos efeitos de segunda ordem são as mesmas observadas para o modelo de nó rígido.

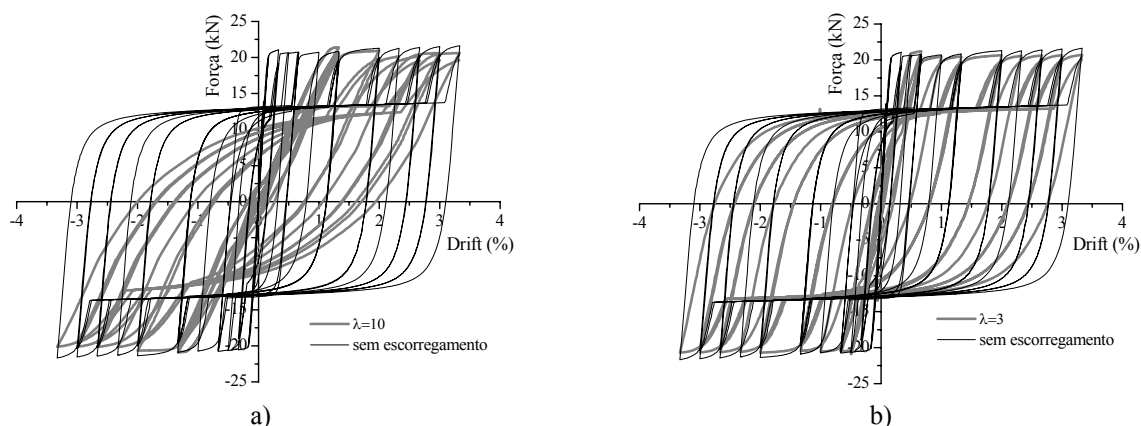


Figura 50: Influência do escorregamento na relação força-drift, sem efeitos de segunda ordem e para o modelo *beamColumnJoint*, para um nível de escorregamento: a) elevado; b) médio

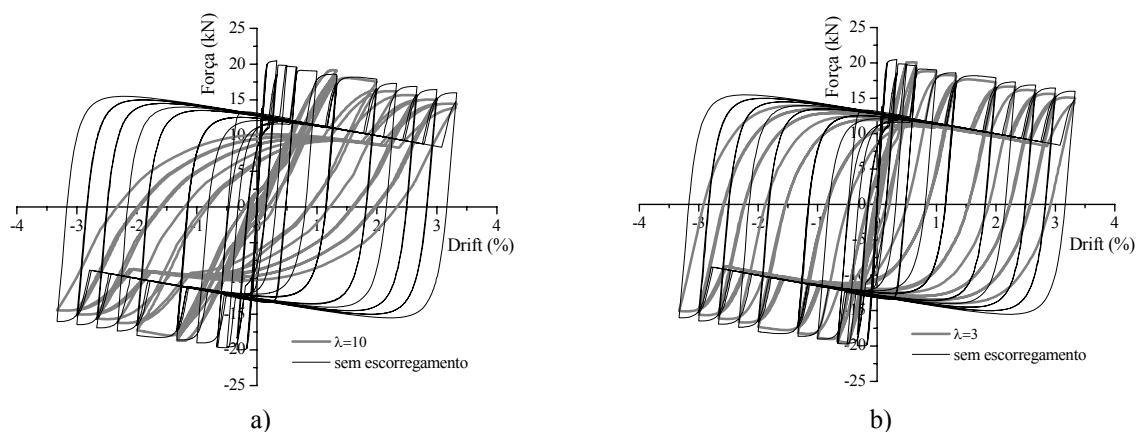
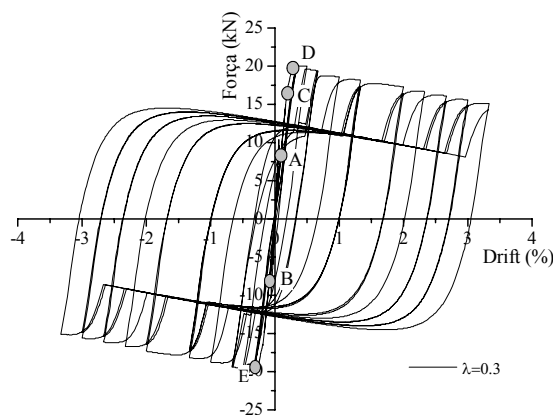


Figura 51: Influência dos efeitos de segunda ordem - Relação força-drift, com efeitos de segunda ordem e para o modelo *beamColumnJoint*, para um nível de escorregamento: a) elevado; b) médio

Tomando como referência o modelo de nó rígido e considerando os efeitos de segunda ordem e um coeficiente de escorregamento $\lambda=3$, foram identificados na curva força-drift deste modelo os danos que ocorrem nesta simulação numérica. Assim, em primeiro lugar, inicia-se a fendilhação na rótula plástica VD, seguindo-se na rótula VE e só depois nas rótulas do pilar. Após a fendilhação, ocorre a cedência da armadura inferior na rótula VD e a cedência da armadura superior na rótula VE. De seguida, acontece o inverso. Com isto verifica-se que os pilares têm pouco dano, uma vez que só ocorre fendilhação do betão. Já nas vigas, ocorre fendilhação do betão e cedência das armaduras.



Legenda:

- A – Início da fendilhação em VD
- B – Início da fendilhação em VE
- C – Início da fendilhação em PI e PS
- D – Cedência da armadura inferior em VD e da superior em VE
- E – Cedência da armadura inferior em VE e da superior em VD

Figura 52: Evolução dos danos segundo o modelo de nó rígido

5.3.1.2. Energia dissipada

Para este caso, desprezando o efeito da componente devida ao esforço axial do pilar, a energia dissipada pode ser determinada pela relação força-drift, uma vez que além do esforço axial, não existem outras forças exteriores aplicadas. Assim, a energia dissipada corresponde à integração da relação força-drift, ou seja, à soma cumulativa da área abaixo da curva para cada step. Assim como mencionado na secção anterior, a designação de energia dissipada corresponde à soma da energia dissipada internamente pelo elemento com a energia potencial elástica.

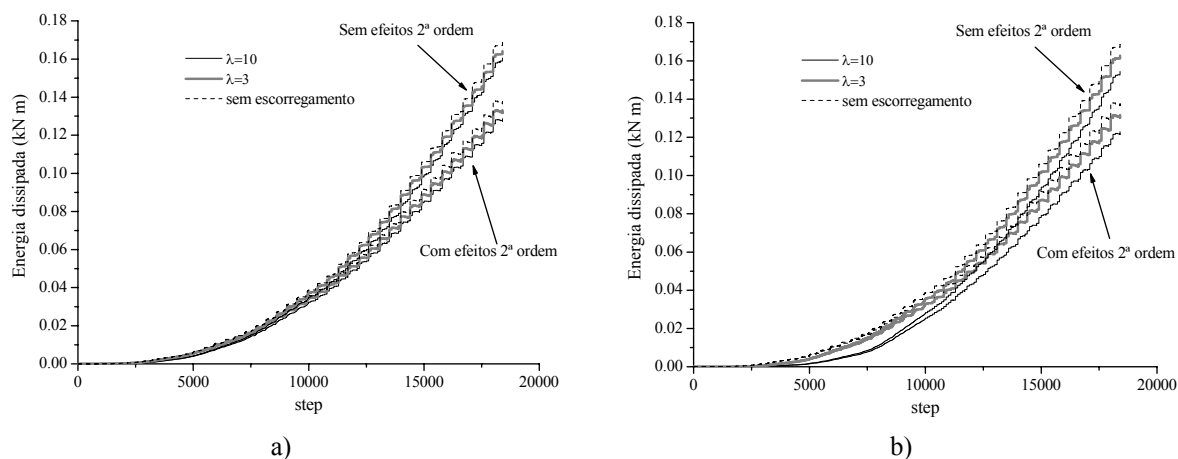


Figura 53: Influência do escorregamento e dos efeitos de segunda ordem na evolução da energia dissipada:
a) modelo de nó rígido; b) modelo *beamColumnJoint*

A Figura 53 representa a evolução da energia dissipada para os dois modelos de nó. Pela sua análise, verifica-se que a energia é crescente e é menor nos casos onde há consideração do escorregamento. Os efeitos de segunda ordem também fazem com que a energia total seja menor; no entanto, na fase inicial não existem diferenças devidas a esses efeitos.

5.3.1.3. Relação momento-curvatura

As relações momento-curvatura apresentadas (ver Figuras 54 e 55) correspondem ao modelo de nó rígido, com coeficiente de escorregamento $\lambda=3$ e considerando efeitos de segunda ordem. Verifica-se que para o nível de esforço axial 200kN o dano concentra-se nas rótulas plásticas da viga, pois os ciclos de descarga-recarga apresentam elevada não linearidade. Já no pilar não se constata isso (ver Figura 54).

Nos gráficos da Figura 54 e 55 representa-se o momento correspondente ao início da fendilhação, cedência da armadura em tracção e rotura do betão em compressão. Com isso, espera-se que no pilar haja fendilhação, e na viga ocorra fendilhação e cedência da armadura.

A relação momento-curvatura nas rótulas plásticas da viga não é simétrica devido ao facto da armadura longitudinal superior e inferior ter diferentes áreas. A secção tem o dobro da armadura na parte inferior. Para o modelo *beamColumnJoint* as conclusões são as mesmas.

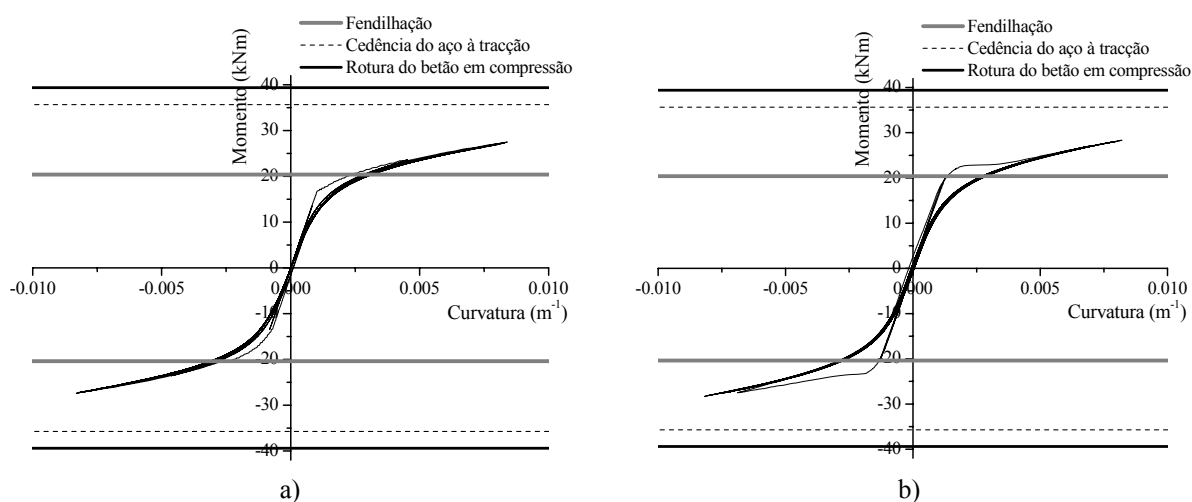


Figura 54: Relação momento-curvatura para o modelo de nó rígido: a) pilar inferior (PI); b) pilar superior (PS)

Pelo facto da viga ter o dobro da armadura na parte inferior, o momento positivo resistente também é aproximadamente o dobro do momento negativo (ver Figura 55). Os pontos de inversão das curvas apresentadas na Figura 56 correspondem aos pontos de inversão da relação força-drift. Assim, é a viga que controla a resposta global do elemento.

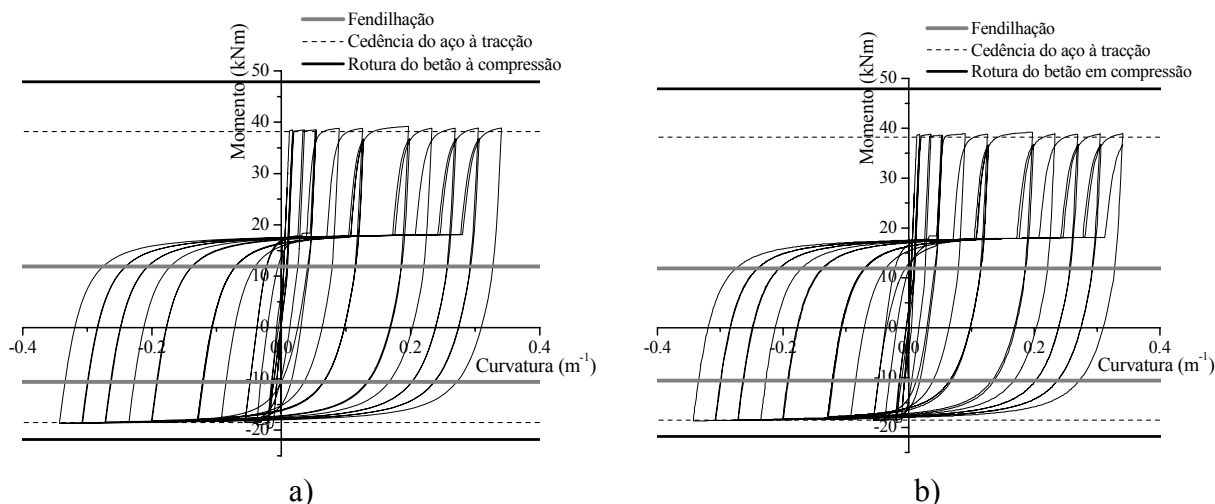


Figura 55: Relação momento-curvatura para o modelo de nó rígido: a) viga esquerda (VE); b) viga direita (VD)

5.3.1.4. Evolução das forças nos apoios

Considerando a envolvente da evolução da força no topo do pilar no modelo de nó rígido, para $\lambda=3$, demonstra-se que considerando os efeitos de segunda ordem, a força é crescente até à altura em que ocorre a cedência do elemento, e decresce a partir desse ponto (ver Figura 56-a). Não considerando os efeitos de segunda ordem, após o alcance da força máxima, não existe diminuição do valor da força nos ciclos seguintes (ver Figura 56-b). Os valores da reacção horizontal no apoio duplo do pilar correspondem, mas com sinal contrário, aos valores da força aplicada no topo do pilar. Já a reacção vertical tem o mesmo valor que o esforço axial na parte inferior do pilar (ver Figura 58).

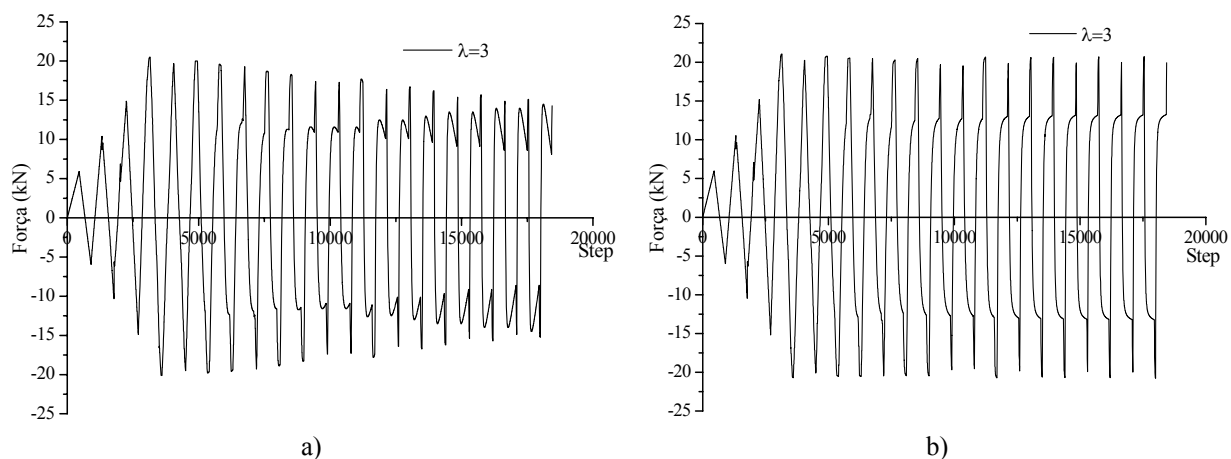


Figura 56: Evolução da força no topo do pilar para o modelo de barras elásticas: a) com efeitos de 2ª ordem; b) sem efeitos de 2ª ordem

As envolventes das reacções verticais dos apoios da viga, crescem até à cedência do elemento e depois mantêm-se aproximadamente constante. No entanto, a evolução das reacções não é

simétrica, devido à não simetria da armadura da viga, atingindo um máximo de 22kN no sentido ascendente e 11kN no sentido descendente.

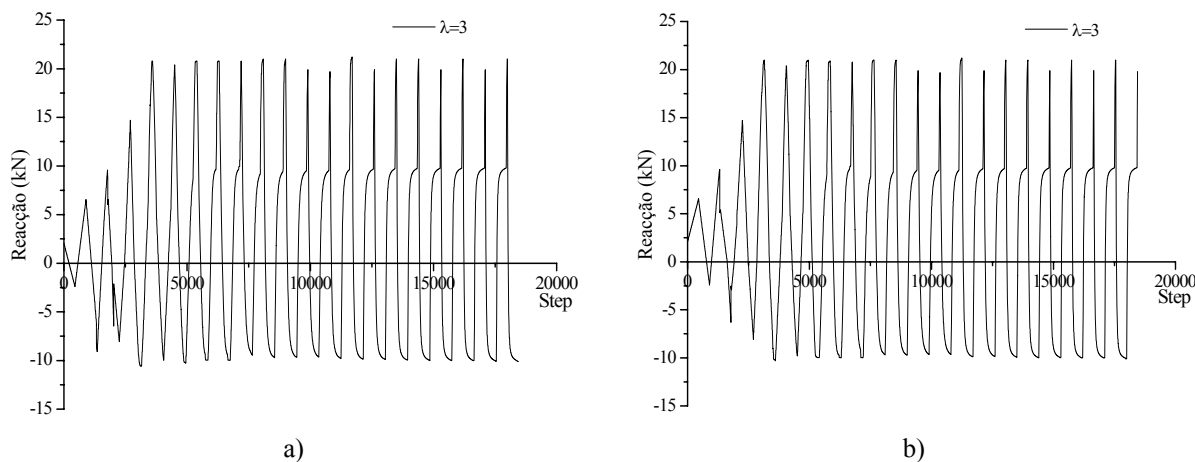


Figura 57: Evolução das reacções nos apoios da viga para o modelo de barras elásticas: a) apoio esquerdo; b) apoio direito

5.3.1.5. Variação do esforço axial no pilar

Pelos gráficos da Figura 58, referentes à evolução do esforço axial no pilar, considerando o modelo de nó rígido e $\lambda=3$, constata-se que o valor do esforço axial na parte de cima do nó (PS) se mantém constante. No entanto, na parte inferior (PI), varia com os ciclos de carga-descarga, devido à viga que absorve uma parte da força axial aplicada no topo do pilar. Esta variação tem amplitude de cerca de 12kN pelo que a viga suporta no máximo 12kN oriundos da força axial. Verifica-se também que os efeitos de segunda ordem não influenciam a variação do esforço axial.

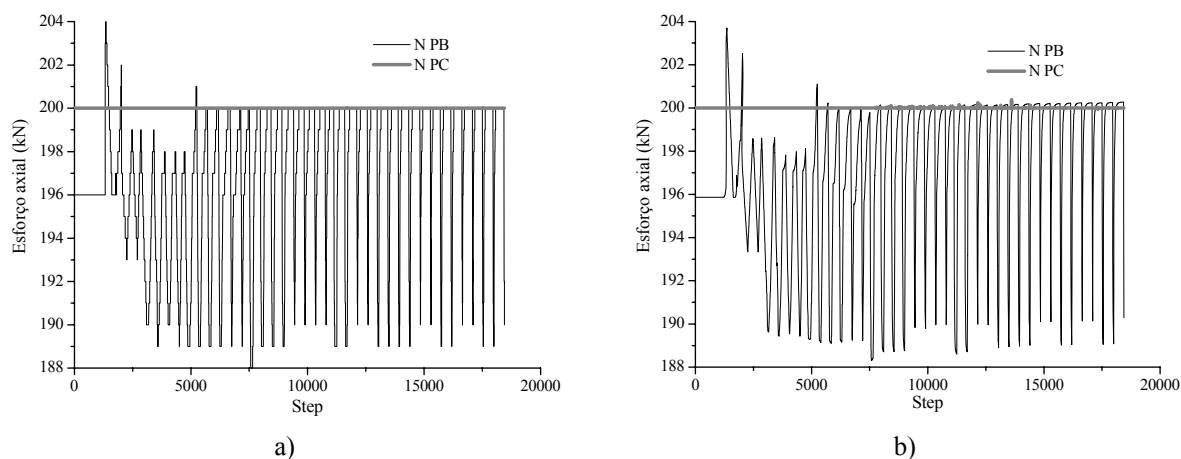


Figura 58: Evolução do esforço axial no pilar para o modelo de nó rígido: a) com efeitos de 2ª ordem; b) sem efeitos de 2ª ordem

5.3.1.6. Evolução dos deslocamentos do nó

Os deslocamentos apresentados referem-se ao modelo de rótulas plásticas, considerando efeitos de segunda ordem e $\lambda=0.3$. O deslocamento vertical do nó tem um valor inicial negativo devido ao esforço axial que se mantém constante na envolvente inferior da curva (ver Figura 59-a). Após a cedência do elemento (step 5000) o deslocamento tem ciclos de variação maiores, atingindo valores próximos de -0.05mm, ou seja, o nó central atinge posições próximas da inicial sem esforço axial.

A relação deslocamento vertical-horizontal do nó central apresentada na Figura 59-b) permite determinar quais as posições no plano que o centro do nó ocupa na evolução do ensaio. Verifica-se que o nó tem a tendência para descrever ciclos em forma de U e o deslocamento máximo horizontal é de 0.05m, que corresponde a metade do deslocamento no topo do pilar. São no entanto deslocamentos sem significados de relevo.

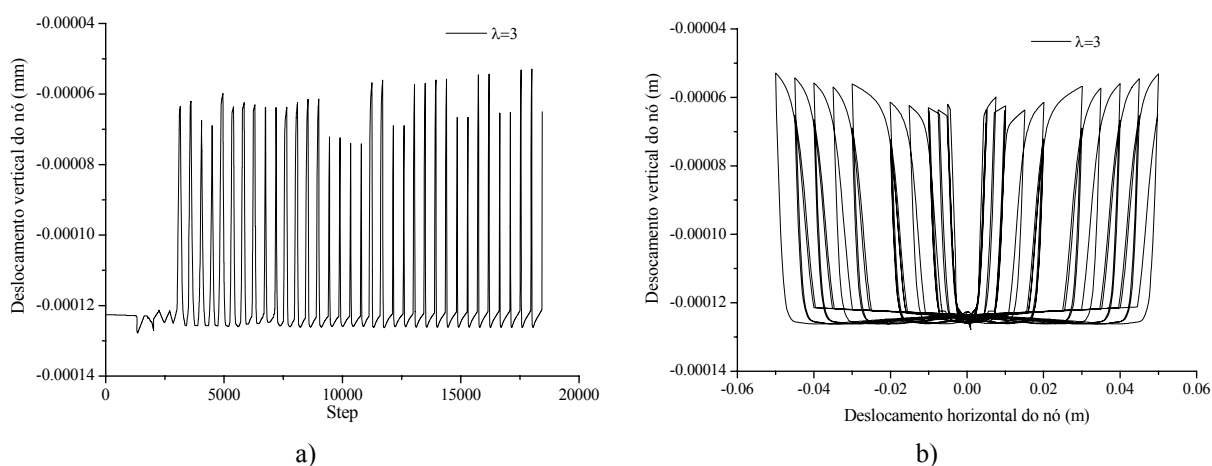


Figura 59: Deslocamentos do nó central para o modelo de nó rígido: a) evolução do deslocamento vertical; b) trajectória do centro do nó

5.3.1.7. Diagramas de tensão e de extensão

Os perfis de tensões e extensões presentes nas Tabelas 10 e 11 referem-se ao modelo de nó rígido, considerando os efeitos de segunda ordem e $\lambda=3$. Na tabela 11 apresentam-se os perfis das secções das rótulas plásticas da viga em regime elástico, correspondentes ao início da fendilhação, cedência da armadura e fase final do carregamento. Na tabela 12 apresentam-se os perfis das secções das rótulas plásticas do pilar em regime elástico, para o início da fendilhação e para o final do carregamento.

O perfil de tensões é linear até à fendilhação do elemento naquela secção. Após este dano, a posição do eixo neutro varia consideravelmente, uma vez que o betão perdeu a

resistência à tracção. Inicialmente o eixo neutro encontra-se aproximadamente no centro geométrico da secção, no caso da viga, e fora da secção, no caso do pilar devido ao esforço axial. No final, nas rótulas plásticas da viga não existem tensões de compressão no betão, devido às elevadas tensões residuais de tracção que se instalam no aço, uma vez que na descarga a extensão zero não é atingida e por isso o betão não comprime. No fim, o pilar tem o eixo neutro dentro da secção, devido à flexão que anula a compressão proveniente ao esforço axial.

Tabela 11: Perfis de tensão e extensão nas rótulas plásticas das vigas

Fase	Rótula plástica VE		Rótula plástica VD	
	Extensão (m/m)	Tensão (MPa)	Extensão (m/m)	Tensão (MPa)
Elástico				
Início da fendilhação em VD				
Início da fendilhação em VE				
Cedência da armadura inferior em VD e da superior em VE				
Cedência da armadura inferior em VE e da superior em VD				
Final				

Tabela 12: Perfis de tensão e extensão nas rótulas plásticas dos pilares

Fase	Rótula plástica PI		Rótula plástica PS	
	Extensão (m/m)	Tensão (MPa)	Extensão (m/m)	Tensão (MPa)
Elástico				
Início da fendilhação no pilar				
Final				

Os diagramas de tensão representados na Figura 60 dizem respeito ao aço da rótula plástica VE do modelo de nó rígido, considerando efeitos de segunda ordem e $\lambda=3$. Pelo diagrama do aço inferior da rótula VE (ver Figura 60-b), é possível verificar que nas descargas, o aço fica com uma deformação residual, não permitindo por isso, que o betão trabalhe à compressão. Daqui resultam, como consequência, as inflexões verificadas nas curvas força-drift. Já para o aço superior, não existem deformações residuais na descarga. Verifica-se também que o aço superior atinge o dobro da extensão do aço inferior, devido à relação de áreas de aço.

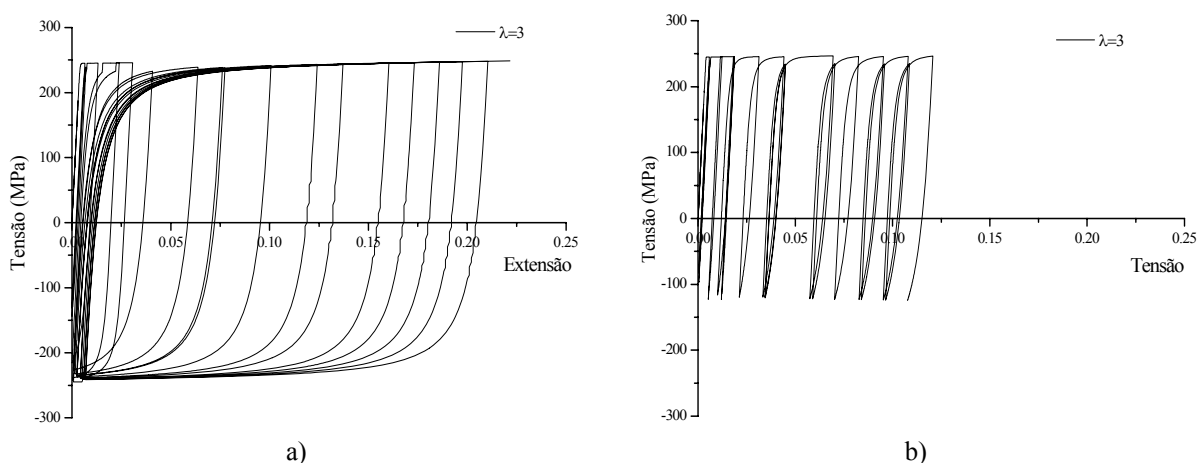


Figura 60: Diagramas tensão-extensão no aço para o modelo de nó rígido: a) armadura superior em VE; b) armadura inferior em VE

5.3.1.8. Variação da posição do eixo neutro

Na Figura 61 apresenta-se a evolução do eixo neutro da rótula plástica PI e VE para o modelo de nó rígido, considerando efeitos de segunda ordem e $\lambda=3$. É de reparar que o eixo das ordenadas dos gráficos da Figura 61 está truncado para ter mais pormenorização na zona central. Pela sua análise, verifica-se que no pilar o eixo neutro encontra-se, em alguns steps, fora da secção devido ao efeito do esforço axial ser maior que o efeito de flexão.

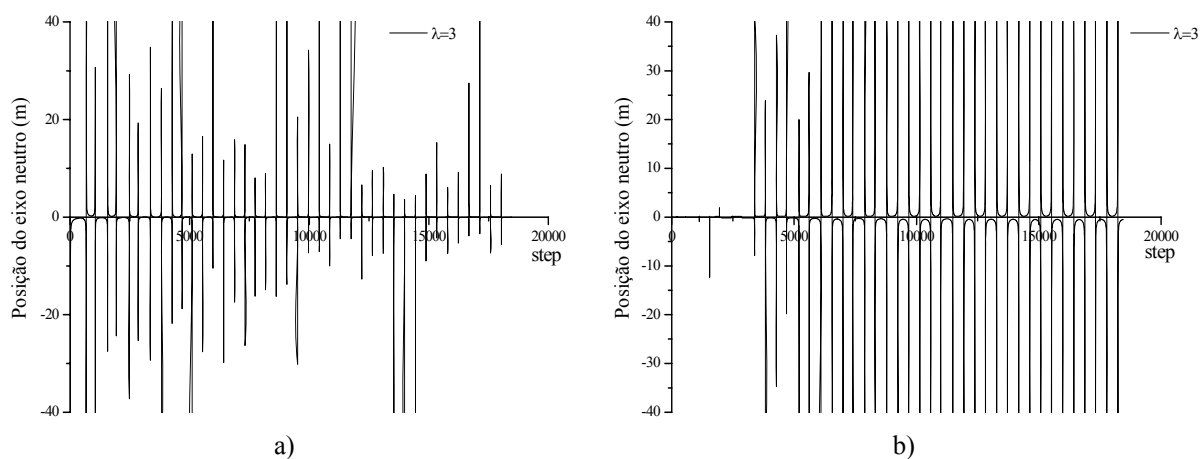


Figura 61: Evolução da posição do eixo neutro para o modelo de nó rígido: a) rótula PI; b) rótula VE

Para a viga, inicialmente, o eixo neutro está dentro da secção, uma vez que a mesma está sujeita só a flexão. No entanto, a partir da cedência do aço inferior da viga, devido às tensões residuais que se instalam no aço, o eixo fica fora da secção.

5.3.2. Provete PR4

Neste ponto é apresentada a previsão da resposta do provete PR4 para dois níveis de esforço axial, considerando os efeitos de segunda ordem. Como o provete é realizado com armadura nervurada, o módulo de elasticidade do aço não foi reduzido para simular o escorregamento. No entanto, no modelo *beamColumnJoint* é considerado escorregamento.

Para o nível de esforço axial de 300kN, atinge-se uma força máxima lateral no topo do pilar de 35kN nos dois modelos considerados (ver Figura 62-a). Verifica-se que no modelo de nó rígido a resposta apresenta maior rigidez devido ao modelo *beamColumnJoint* considerar escorregamento no nó para armadura nervurada. Em relação à evolução da energia dissipada, esta tem um andamento idêntico nos dois modelos; no entanto, no final, é ligeiramente superior no modelo de nó rígido (ver Figura 62-b).

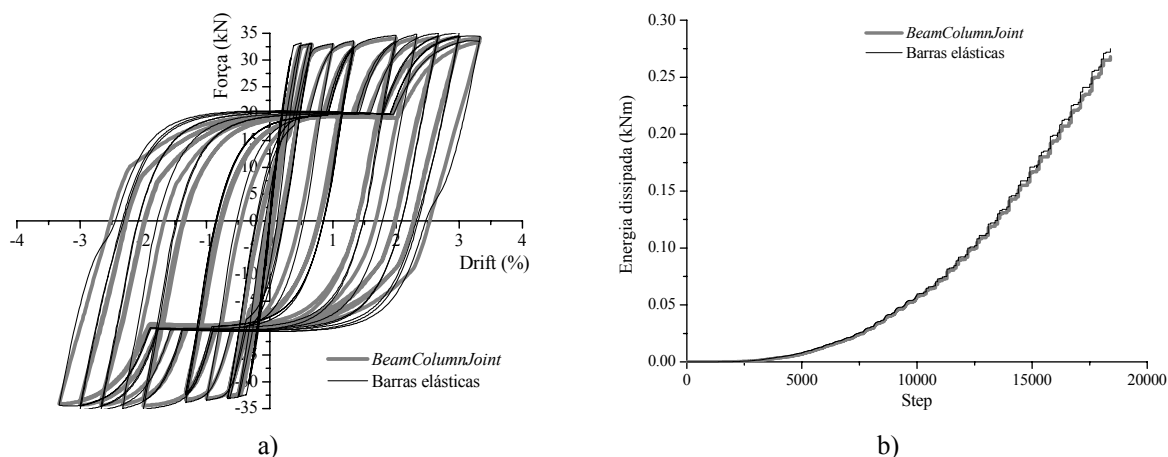


Figura 62: Resultados numéricos para $N=300\text{kN}$: a) relação força-drift; b) evolução da energia dissipada

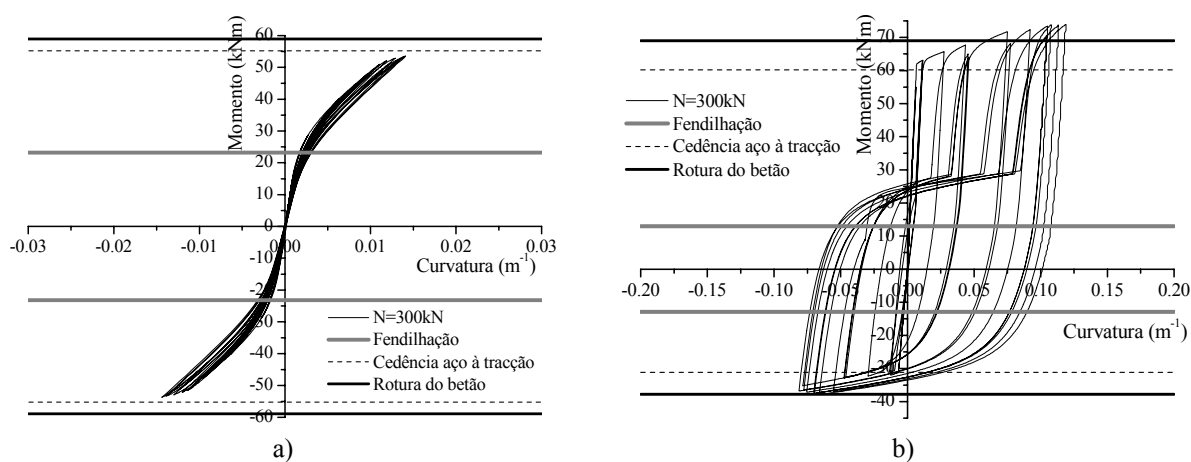


Figura 63: Relação momento-curvatura para o modelo *beamColumnJoint*: a) pilar inferior (PI); b) viga esquerda (VE)

O dano concentra-se nas rótulas plásticas da viga, ocorrendo fendilhação, cedência da armadura em tracção e rotura do betão de recobrimento em compressão (ver Figura 63). A relação momento-curvatura da viga é assimétrica devido à armadura longitudinal não ser simétrica.

Para o caso de esforço axial de 200kN a força lateral máxima atingida é aproximadamente 33kN (ver Figura 64-a), sendo ligeiramente inferior ao valor obtido para o esforço axial de 300kN . A rigidez continua a ser superior no modelo de nó rígido, uma vez que este modelo considera comportamento solidário entre o aço e o betão. Verifica-se também o efeito de *pinching* devido ao fecho das fendas do pilar e às deformações residuais da viga na resposta global do elemento para esforço axial de 200kN .

A energia dissipada (ver Figura 64-b) tem o mesmo desenvolvimento nos dois modelos, não existindo diferenças significativas. No entanto, o valor atingido no final é menor do que o valor registado para $N=300\text{kN}$.

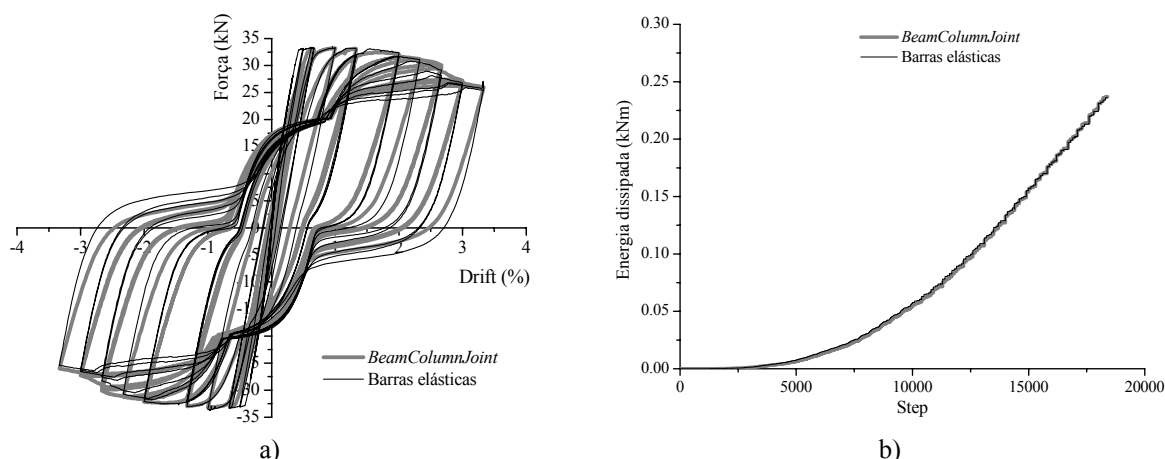


Figura 64: Resultados dos numéricos para $N=200\text{kN}$: a) relação força-drift; b) evolução da energia dissipada

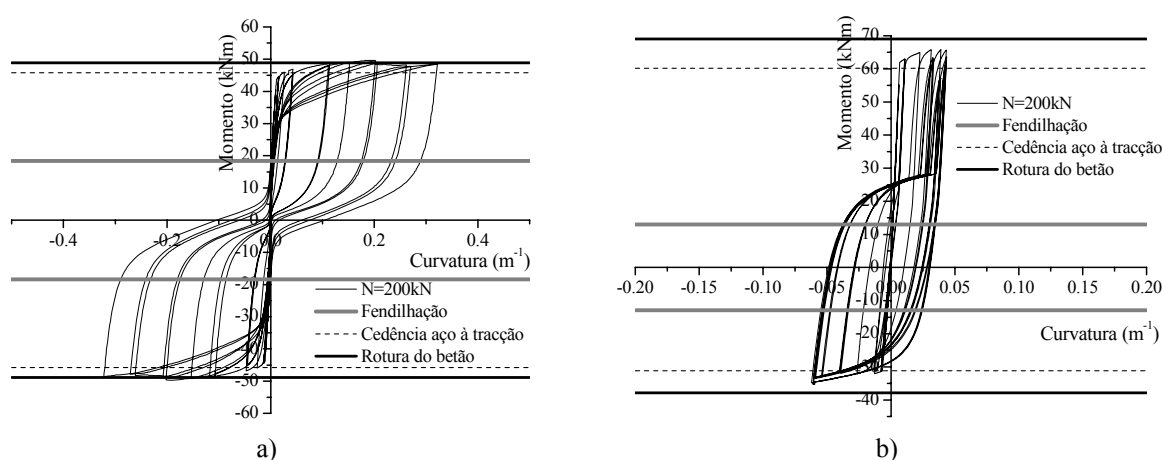


Figura 65: Relação momento-curvatura para o modelo *beamColumnJoint*: a) pilar inferior (PI); b) viga esquerda (VE)

Com a diminuição do esforço axial o dano nas rótulas plásticas do pilar aumenta, diminuindo nas rótulas da viga (ver Figura 66). No caso de não ser aplicado esforço axial no pilar, os danos vão ocorrer no pilar e não na viga, uma vez que a viga tem maior rigidez que o pilar. Para uma força axial de 200kN ocorre fendilhação e cedência da armadura no pilar e na viga. O betão em compressão do pilar também entra em rotura.

5.3.3. Resumo dos resultados numéricos

Neste ponto faz-se o resumo de todas as forças máximas necessárias aplicar nos provetes, bem como das reacções nos apoios e dos danos que ocorrem, como a fendilhação, cedência da armadura em tracção e rotura do betão (ver Tabela 13). Os resultados apresentados para o provete PR1, referem-se ao modelo de nó rígido, considerando os efeitos de segunda ordem e $\lambda=3$. Para o provete PR4, o modelo é o *beamColumnJoint* considerando efeitos de segunda ordem. Para os provetes PR2 e PR3, as conclusões são idênticas às do PR1.

Tabela 13: Resumo dos resultados numéricos

Provete	N (kN)	$F_{\text{máx}}$ (kN)	$R_{\text{máx}}$ (kN)		$D_{\text{máx}}$ horizontal. nó (m)	Danos	
			Pos.	Neg.		Pilar	Viga
PR1	200	21.0	21.8	-10.7	0.049	Fendilhação	Fendilhação Cedência do aço Rotura do betão
PR4	200	33.6	35.3	-19.1	0.043	Fendilhação Cedência do aço Rotura do betão	Fendilhação Cedência do aço
	300	35.1	39.9	-23.0	0.047	Fendilhação Cedência do aço Rotura do betão	Fendilhação Cedência do aço Rotura do betão

Na tabela anterior, N representa o esforço axial, $F_{\text{máx}}$ a força lateral máxima aplicada no topo do pilar que é igual à força de corte, $R_{\text{máx}}$ a reacção dos apoios simples da viga (positivo = compressão do apoio; negativo = tracção do apoio) e $D_{\text{máx}}$ o deslocamento máximo horizontal do centro do nó. A tabela refere ainda os danos verificados nas rótulas plásticas.

Analisando a Tabela 13, verifica-se que o provete com armadura lisa (PR1) tem menor resistência que o provete com armadura nervurada (PR4). Isto deve-se à diferença de resistência do aço. Além disso, o provete PR4 dissipa cerca do dobro da energia dissipada pelo provete PR1, para o mesmo nível de esforço axial.

5.4. Considerações finais

Nas várias análises numéricas que foram apresentadas, verifica-se que a imposição do coeficiente de escorregamento resulta na diminuição da rigidez do elemento, mas não tem qualquer efeito no valor da resistência máxima. O aumento do coeficiente de escorregamento implica a diminuição do módulo de elasticidade do aço, e por isso, quanto maior é o valor deste coeficiente, menor é a rigidez do elemento.

Foi verificado que os efeitos de segunda ordem implicam a diminuição da resistência com o aumento da deformação após a cedência do elemento, e com isso a energia dissipada diminui.

A posição do eixo neutro das secções apresenta variações significativas, pelo facto de se tratar de um ensaio cíclico com inversão de sinal e devido ao esforço axial (no caso dos pilares) e às deformações residuais no caso da viga.

Em termos de resistência, espera-se que o provete PR1 atinja uma força máxima lateral no topo do pilar de 21kN, para um esforço axial de 200kN. Para o provete PR4 antevê-se uma força lateral de 33.6kN e de 35.1kN para um nível de esforço axial de 200kN e de 300kN, respectivamente.

Prevê-se que para os provetes PR1, PR2 e PR3, os danos se concentrem nas rótulas plásticas da viga. Para o provete PR4 prevê-se que os danos se propaguem pela viga e pilar, para os dois níveis de esforço axiais considerados nas análises numéricas.

Pelos valores do esforço de corte resistente apresentados na Tabela 14, verifica-se que o valor resistente é consideravelmente superior ao valor máximo actuante previsto, concluindo-se que os provetes não vão ter rotura por corte. Para os provetes PR2 e PR3, embora não estejam mencionados na tabela, o esforço resistente é superior ao do provete PR1, pelo que também não deverão ter rotura por corte. Pela análise dos diagramas momento curvatura apresentados, verifica-se que o modo de rotura deverá ser por flexão.

Tabela 14: Esforço transversal resistente obtido segundo o EC2 e máximo actuante

Provete	Secção do pilar		Secção da viga	
	Esforço resistente (kN)	Esforço máximo (kN)	Esforço resistente (kN)	Esforço máximo (kN)
PR1	59.0	21.0	101	21.8
PR4	97.0	35.1	169	39.9

6. CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE POSSÍVEIS TRABALHOS FUTUROS

6.1. Conclusões

As estruturas de betão armado pré-1970 são frequentemente realizadas com armadura lisa, com condições de aderência que não proporcionam o comportamento solidário dos materiais, tendo como consequência a diminuição da ductilidade e energia dissipada internamente. Com o trabalho desenvolvido foi possível demonstrar que o fenómeno do escorregamento dos varões de aço em elementos realizados com armadura lisa condiciona a resposta quando sujeitos a acções cíclicas, e ainda que as ferramentas numéricas não lineares que tenham implementados modelos de escorregamento reproduzem melhor a resposta cíclica de elementos de betão armado, principalmente os realizados com armadura lisa. As conclusões apresentadas referem-se aos elementos estruturais estudados, podendo no entanto, serem ou não extrapoladas para outros trabalhos semelhantes.

Com a modelação numérica e calibração da viga de dois tramos simplesmente apoiada, conclui-se que o escorregamento diminui a rigidez e a energia total dissipada pelo elemento. Para este caso, a diferença da energia total dissipada, em relação à experimental, atinge 10% no modelo que não considera escorregamento e apenas cerca de 1% com o modelo que considera escorregamento. Conclui-se também que a resistência do elemento não depende do escorregamento, uma vez que a diminuição de rigidez é independente da resistência.

Com a calibração da viga verificou-se que o valor do parâmetro α relativo à relação tensão no aço-escorregamento para armadura lisa e presente em CEB-217 (1993) não era o mais apropriado, obtendo-se melhor resposta numérica considerando um valor superior, que se traduz no aumento do valor de escorregamento.

Conclui-se que as duas estratégias adoptadas para a modelação do escorregamento da armadura na viga (com o material *Bond_SP01* e com o coeficiente de escorregamento) revelaram-se plausíveis, uma vez que a resposta numérica obtida por ambas revela uma boa aproximação à resposta experimental. O valor do coeficiente de escorregamento que permitiu obter a melhor resposta ($\lambda=3$), considera apenas cerca de 33% do módulo de elasticidade do aço, o que representa uma redução muito significativa.

Relativamente à modelação numérica dos nós viga-pilar para previsão do seu comportamento experimental, conclui-se que, tal como foi verificado para a viga, a ocorrência de escorregamento faz diminuir a rigidez dos elementos, bem como a quantidade de energia dissipada internamente. Verificou-se também, que o nível de esforço axial influencia a resistência, sendo esta maior para níveis de esforços axiais mais elevados, até se atingir a resistência à compressão do betão. Conclui-se que a consideração dos efeitos de segunda ordem faz diminuir a resistência após a cedência do elemento e, consequentemente, a energia dissipada é menor.

Os dois modelos considerados para simular o nó central reproduzem de forma semelhante a resposta cíclica dos provetes; no entanto no modelo *beamColumnJoint* a rigidez é menor. Para o provete PR1, espera-se que o dano se concentre na viga e que a força máxima a aplicar no topo do pilar seja 21kN. Já para o provete PR4, prevê-se que os danos se distribuam pela viga e pilar, uma vez que a armadura nervurada permite mobilizar maior tensão de aderência e o aço tem maior resistência. O modo de rotura dos provetes analisados deverá ser por flexão e não por corte.

6.2. Propostas de possíveis trabalhos futuros

Devido à necessidade de requalificação do parque edificado pré-1970 e consequentes avaliações estruturais, propõe-se que sejam calibradas as ferramentas numéricas de análise não linear dinâmica que considerem o fenómeno do escorregamento dos varões lisos nas estruturas antigas.

Para além das ferramentas numéricas, considera-se necessário o desenvolvimento de soluções de reforço das estruturas que incidam, em particular, no aumento da aderência entre o aço e o betão, originando estruturas mais dúcteis e com melhor comportamento face às solicitações sísmicas.

Para desenvolver as duas propostas anteriores é necessária uma maior aposta na investigação científica para compreender o mecanismo de aderência aço-betão, e a realização de mais campanhas de ensaios em elementos de betão armado com fracas características de aderência, como por exemplo, ensaios em pilares à flexão composta e composta desviada, em vigas à flexão simples, em nós viga-pilar e em provetes com vários sistemas de ancoragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[A]

- ACI-408, (1991). "Abstract of: State-of-the-art-report: bond under cyclic loads", ACI Materials Journal, v.88, p.669-673
- Araújo, A. (2007). "Formulação de um modelo de dissipação concentrada para a análise não-linear de estruturas reticuladas planas em concreto", Tese de doutoramento, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Arêde, A. (1997). "Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based Element", PhD Thesis, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.
- Aschheim, M. (2001). "The Izmit (Kocaeli) earthquake of 17th August 1999: Preliminary observations", University of Illinois at Urbana-Champaign.

[B]

- Baker, A.; Amarakone, A. (1964). "Inelastic hyperstatic frames analysis", Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, p. 85-142.
- Balázs, G. (1991). "Fatigue bond", ACI Materials Journal, v.88, n°6, p.620-629.
- Balázs, G.; Grosse, C.; Koch, R.; Reinhardt, H. (1993). "Acoustic emission monitoring on steel-concrete interaction", Otto Graf Journal, v.4, p. 56-90.
- Bamonte, P.; Coronelli, D.; Gambarova, P. (2003). "Smooth anchored bars in NSC and HPC: a study on size effect", Journal of Advanced Concrete Technology, v.1, p.42-53.
- Bhatt, C. (2007). "Análise sísmica de edifícios de betão armado segundo o Eurocódigo 8 - Análises lineares e não lineares", Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Bocanegra, S. (2005). "Algoritmos de Newton-Krylov preconditionados para métodos de pontos interiores", Tese de Doutoramento, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Braz-César, M.; Oliveira, D.; Barros, R. (2008). "Comparison of cyclic response of reinforced concrete infilled frames with experimental results", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

[C]

- CEB-131 (1979). "Bulletin d'Information N. 131 - Structural concrete under seismic actions", Comité Euro-International du Béton, April.
- CEB-217 (1993). "Bulletin d'Information N. 217 - Selected justification notes", Comité Euro-International du Béton, April.

- CEB (1996). "RC elements under cyclic loading", Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford Publications, London.
- CEN (2004a). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance", Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels.
- CEN (2004b). "Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão", Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- Chan, W. (1955). "The ultimate strength and deformation of plastic hinges in reinforced concrete frameworks", Magazine of Concrete Research, v.7, n.21, p.121-132.
- Cicco, F.; Prota, A.; Cosenza, E. (2008). "Experimental investigation and analytical modeling of the cyclic behavior of smooth steel bars", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Combescure, D. (2001). "Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de Castem 2000", CEA, Rapport DM2S, France.
- Cruz, J.; Barros, J.; Delgado, R.; Costa, A. (2000). "Modelo para estruturas porticadas planas de betão armado sob acções cíclicas", Universidade do Minho - Departamento de Eng. Civil, n.9, Guimarães.

[E]

- Eshghi, S.; Zanjanzadeh, V. (2008). "Cyclic behavior of slender RC columns with insufficient lap splice length", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

[F]

- Fabbrocino, G.; Verderame, G.; Manfredi, G. (2005). "Experimental behaviour of anchored smooth rebars in old type reinforced concrete buildings", Engineering Structures, v. 27, n°10, p.1575-1585.
- Fabbrocino, G.; Verderame, G.; Manfredi, G.; Cosenza, E. (2004). "Structural models of critical regions in old-type r.c. frames with smooth rebars", Engineering Structures, v.26, p.2137-2148.
- Fernandes, C.; Rodrigues, H.; Costa, A.; Arêde, A.; Varum, H.; Costa, A. A. (2007). "Influência do mecanismo de aderência aço-betão no comportamento de elementos de betão armado com armadura lisa sujeitos a cargas cíclicas", Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil, Aveiro.
- Fernandes, R.; Debs, A. (2005). "A influência das acções repetidas na aderência aço-concreto", Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Fernandes, R. (2000). "Influência das acções repetidas na aderência aço-betão", Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos.

[G]

Guedes, J. (1997). "Seismic behaviour of reinforced concrete bridges. Modelling, numerical analysis and experimental assessment", PhD Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

[H]

Hertanto, E. (2005). "Seismic assessment of pre-1970s reinforced concrete structures", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Hognestad, E. (1951). "A study of combined bending and axial load in reinforced concrete", Bulletin Series 339, Univ. of Illinois Exp. Sta., Illinois.

[K]

Kam, W.; Pampanin, S.; Bull, D. (2009). "Experimental validation of selective weakening approach for the seismic retrofit of exterior beam-column joints", 2009 NZSEE Conference, New Zealand.

Kent, D.; Park, R. (1971). "Flexural members with confined concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, v.97, ST7, p.1969-1990.

[L]

Lowes, L.; Mitra, N.; Altoontash, A. (2004). "A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames", University of California, Berkeley.

[M]

Marefat, M.; Shirazi, S.; Rostamshirazi, R.; Khanmohammadi, M. (2009). "Cyclic response of concrete beams reinforced by plain bars", Journal of Earthquake Engineering, v. 13, p. 463-481.

Mazzoni, S.; McKenna, F.; Scott, M.; Fenves, G. (2007). "OpenSees command language manual", University of California, Berkeley.

MC-90, C.-F. (1990). "Model code for concrete structures", Comité Euro-International du Béton.

Menegotto, M.; Pinto, P. (1973). "Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending", IABSE Reports, Lisbon.

Mitra, N.; Lowes, L. (2004). "Evaluation and advancement of a reinforced concrete beam-column joint model", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

[N]

Neto, J. (2007). "Análise numérica não-linear de estruturas de concreto armado considerando o fenómeno da aderência entre o aço e o concreto", Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitectura e Urbanismo, Campinas.

[O]

Oliveira-Filho, J. (2005). "Estudo teórico-experimental da influência das cargas cíclicas na rigidez das vigas de concreto armado", Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos.

[P]

Pampanin, S.; Calvi, G.; Moratti, M. (2002). "Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads", 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, England.

Park, R.; Paulay, T. (1974). "Reinforced concrete structures", Wiley - Interscience Christchurch - New Zealand, ISBN: 0471659177.

Paulay, T.; Priestley, N. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", Wiley Interscience, Chistchurch and San Diego.

Pinheiro, L.; Muzardo, C. (2003). "Aderência e ancoragem", Universidade de São Paulo, São Carlos.

Pipa, M. (1993). "Ductilidade de elementos de betão armado sujeitos a acções cíclicas - Influência das características mecânicas das armaduras", Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Pochanart, S.; Harmon, T. (1989). "Bond-slip model for generalized excitation including fatigue", ACI Materials Journal, p.465-476, Sept.-Oct.

Prota, A.; Cicco, F.; Cosenza, E. (2009). "Cyclic behavior of smooth steel reinforcing bars: experimental analysis and modeling issues", Journal of Earthquake Engineering, v.13, p.500-519.

Rodrigues, H. (2005). "Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios", Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Porto.

[R]

Roy, H.; Sozen, M. (1964). "Ductility of concrete", Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, p.213-224.

[S]

- Saatcioglu, M.; Gardner, N.; Ghobaraah, A. (1999). "The Kocaeli earthquake of August 17th, 1999 in Turkey"
- Sargin, M.; Ghosh, S.; Handa, V. (1971). "Effects of lateral reinforcement upon the strength and deformation properties of concrete", Magazine of Concrete Research, v.23, n. 75-76, p.99-110
- Scott, M. (2006). "Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements", Journal Engineering Structures, ASCE, v.132 (2), p.244-252.
- Soliman, M.; Yu, C. (1967). "The flexural Stress-strain relationship of concrete confined by rectangular transverse reinforcement", Magazine of Concrete Research, v.19, n.61, p.223-238.
- Soroushian, P.; Choi, K.B.; Park, G.H.; Aslani, F. (1991). "Bond of deformed bars to concrete: effects of confinement and strength of concrete", ACI Materials Journal, v.88(3), p. 227-232.

[T]

- Tassios, T.P. (1979). "Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions", CEB, Bulletin d'Information, AICAP-CEB Symposium, Structural Concrete Under Seismic Actions, n.131, p.67-122.

[V]

- Varum, H. (1995). "Modelo numérico para a análise de pórticos planos de betão armado", Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Porto.
- Varum, H. (2003). "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings", PhD Thesis, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Varum, H.; Arêde, A.; Costa, A.; Vicente, R.; Rodrigues, H.; Guedes, J.; Paupério, E.; Costa, A. A.; Romão A. (2009). "Visita técnica à região de Abruzzo, Itália", Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Verderame, G.; Iervolino, I.; Ricci, P. (2009). "Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th of April 2009 Time 1.32 (UTC) - L'Aquila M=5.8", Department of Structural Engineering, University of Naples.

[Z]

- Zhao, J.; Sritharan, S. (2007). "Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures", ACI Structural Journal, v.104 (2), p.133-141.